DISEÑO ESTRUCTURAL

DISEÑO ESTRUCTURAL

BOX CULVERT DOBLE 2,0X1,0 M

MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA

ARAUCA - TAME

ABRIL 2026

ÍNDICE DE MODIFICACIONES

ÍNDICE DE REVISIÓN	FECHA DE MODIFICACIÓN	OBSERVACIONES
1	28/04/2026	Entrega Inicial
2		
3		
4		

ELABORACIÓN

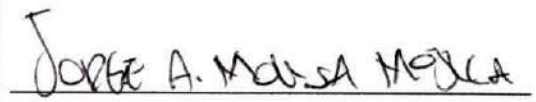
PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA
CONTIENE:	INFORME DE DISEÑO ESTRUCTURAL
VERSION:	V1
FECHA:	28/04/2026
ELABORÓ:	JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
PROFESIÓN:	Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
MATRICULA PROFESIONAL No:	68202-198968 STD
FIRMA:	

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN 7
2 GLOSARIO 8
3 GENERALIDADES 9
3.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO 9
3.2 ALCANCE DEL PROYECTO 10
4 DISEÑO BOX CULVERT TIPO CAJÓN DOBLE 2,0 X 1,0 m 11
4.1 ANALISIS DE CARGAS 11
4.1.1 CARGA MUERTA (DC) 12
4.1.2 PRESIÓN VERTICAL DEL TERRENO (EV) 13
4.1.3 PRESIÓN LATERAL DEL SUELO (EH) 15
4.1.4 SOBRECARGA POR CARGA VIVA (LS) 16
4.1.5 CARGA DE AGUA (WA) 17
4.1.6 CARGA VIVA (LL + IM) 18
4.2 COMBINACIONES DE CARGA 26
4.2.1 COMBINACIONES PARA ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I 27
4.2.2 COMBINACIONES PARA ESTADO LIMITE DE SERVICIO I 27
4.3 CALCULO DE ACERO 28
4.3.1 TEORÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS Y LOSAS SOMETIDAS A FLEXIÓN 28
4.3.2 MOMENTOS ÚLTIMOS O NOMINALES DE FLEXIÓN 30
4.3.3 MÉTODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA 31
4.3.4 SECCIONES BALANCEADAS 31
4.3.5 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA 32
4.3.6 PORCENTAJE MÍNIMO DE ACERO 33
4.4 EVALUACIÓN MOMENTO DE AGRIETAMIENTO 44
4.5 CONTROL DE AGRIETAMIENTO POR MEDIO DE LA DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO 48
4.6 DISEÑO ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN 59
4.7 DISEÑO DEL REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA 61
4.8 DISEÑO A CORTANTE 63
4.9 CHEQUEO POR CARGA AXIAL 68
4.10 CHEQUEO CAPACIDAD PORTANTE DEL BOX CULVERT 74
5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 74
6 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS 76

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 – Coordenadas del proyecto en estudio 9
Tabla 2 – Coordenadas de localización estructura de pavimento 10
Tabla 3 – Ubicación de box Culvert Doble 2.0x1.0 en el tramo 2 11
Tabla 4 – Pesos Unitarios de Materiales 11
Tabla 5 – Calculo de Carga Muerta 12
Tabla 6 – Carga Muerta Distribuida 12
Tabla 7 – Factor de Interacción Suelo – Estructura 14
Tabla 8 – Carga Distribuida de suelo sobre estructura 15
Tabla 9 – Presión Lateral del suelo 16
Tabla 10 – Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico 16
Tabla 11 – Alturas equivalentes de suelos para carga vehicular sobre muros paralelos al trafico 17
Tabla 12 – Sobrecarga por carga viva 17
Tabla 13 – Carga de Agua 18
Tabla 14 – Amplificación por Carga Dinámica 19
Tabla 15 – Valores de Presencia Múltiple 19
Tabla 16 – Calculo factor de Presencia Múltiple 20
Tabla 17 – Factor distribución de carga viva (LLDF) para estructuras enterradas 22
Tabla 18 – Análisis de Carga Viva de un solo eje 24
Tabla 19 – Análisis de Carga Viva de Tándem 25
Tabla 20 – Análisis de Carga Viva 25
Tabla 21 – Combinaciones y Factores de Carga 26
Tabla 22 – Factores para Cargas Permanentes 27
Tabla 23 – Valores de B1 33
Tabla 24 – Valores de Recubrimiento Mínimo de Acero 35
Tabla 25 – Calculo refuerzo positivo principal losa superior 36
Tabla 26 – Calculo refuerzo negativo principal losa superior 37
Tabla 27 – Calculo refuerzo positivo principal en losa inferior 39
Tabla 28 – Calculo refuerzo negativo principal en losa inferior 40
Tabla 29 – Calculo refuerzo positivo principal en muros laterales 42
Tabla 30 – Calculo refuerzo negativo principal en muros laterales 43
Tabla 31 – Calculo Momento positivo de Agrietamiento en losa superior 46
Tabla 32 – Calculo Momento negativo de Agrietamiento en losa superior 46
Tabla 33 – Calculo Momento positivo de Agrietamiento en losa inferior 47
Tabla 34 – Calculo Momento negativo de Agrietamiento en losa inferior 47
Tabla 35 – Calculo Momento positivo de Agrietamiento en Muros Laterales 48
Tabla 36 – Calculo Momento negativo de Agrietamiento en Muros Laterales 48
Tabla 37 – Control de agrietamiento por distribución de refuerzo positivo en Losa Superior 53
Tabla 38 – Control de agrietamiento por distribución de refuerzo negativo en Losa Superior 54
Tabla 39 – Control de agrietamiento por distribución del refuerzo positivo en Losa inferior 55
Tabla 40 – Control de agrietamiento por distribución del refuerzo negativo en Losa inferior 56
Tabla 41 – Control de Agrietamiento por distribución del refuerzo positivo en Muros Laterales 57
Tabla 42 – Control de Agrietamiento por distribución del refuerzo negativo en Muros Laterales 58
Tabla 43 – Calculo armadura de distribución en losa superior 60
Tabla 44 – Calculo armadura de distribución en losa inferior 60
Tabla 45 – Calculo armadura de distribución en Muros Laterales 61
Tabla 46 – Acero por retracción y temperatura en los elementos estructurales 62

Tabla 47 – Evaluación de Cortante en losa superior 65
Tabla 48 – Evaluación de cortante en losa inferior 66
Tabla 49 – Evaluación de cortante en Muros Laterales 67
Tabla 50 – Factores de Longitud efectiva K 69
Tabla 51 – Evaluación de resistencia por carga axial mayorada en Losa Superior 73
Tabla 52 – Evaluación de resistencia por carga axial mayorada en Losa Inferior 73
Tabla 53 – Evaluación de resistencia por carga axial mayorada en Muros Laterales 73
Tabla 54 – Chequeo capacidad portante 74

LISTA DE FIGURAS

figura 1 – Localización específica de los tramos a intervenir 9
figura 2 – Dimensiones Box culvert 11
figura 3 – Instalaciones bajo terraplén secciones tipo cajón 13
figura 4 – Instalaciones en zanja secciones tipo cajón 14
figura 5 – Características del camión de diseño 20
figura 6 – Etapa del Concreto No Agrietado 28
figura 7 – Concreto Agrietado, etapa de esfuerzos elásticos 29
figura 8 – Falla de la viga, etapa de resistencia ultima 29
figura 9 – Momentos Últimos Nominales a flexión 30
figura 10 – Sección Frágil 31
figura 11 – Sección Dúctil 32
figura 12 – Sección dúctil controlada por tensión 32
figura 13 – Sección en el intervalo de transición de tensión a compresión 33
figura 14 – Valores de Momento Ultimo por ELR en Losa Superior 34
figura 15 – Acero positivo de refuerzo en losa superior 34
figura 16 – Acero negativo de refuerzo en losa superior 37
figura 17 – Acero positivo de refuerzo en losa inferior 38
figura 18 – Valores de Momento Ultimo por ELR en losa inferior 38
figura 19 – Acero negativo de refuerzo en losa inferior 40
figura 20 – Acero Positivo de refuerzo en muros laterales 41
figura 21 – Valores de Momento Ultimo por ELR en Muros Laterales 41
figura 22 – Acero negativo de refuerzo en muros laterales 43
figura 23 – Sección agrietada en franja de Losa Superior 50
figura 24 – Sección agrietada en franja de Losa Inferior 50
figura 25 – Sección agrietada en franja de Muros Laterales 51
figura 26 – Sección transformada 51
figura 27 – Diagrama de Momentos Envolvente ELS en losa superior 52
figura 28 – Diagrama de Momentos Envolventes ELS en Losa inferior 52
figura 29 – Diagrama de Momentos Envolventes ELS en Muros Laterales 52
figura 30 – Armadura de distribución 59
figura 31 – Refuerzo por retracción y temperatura 62
figura 32 – Valores de cortante y momento a la distancia L, en losa superior 64
figura 33 – Valores de cortante y momento a la distancia L, en losa inferior 64
figura 34 – Valores de Cortante y Momento a la distancia L, en Muros Laterales 65
figura 35 – Variación de Ø con la deformación unitaria neta de tracción ε_t y d_t/c para refuerzo grado 60 71
figura 36 – Valores máximos de fuerza axial mayorada en Losa Superior 72
figura 37 – Valores máximos de fuerza axial mayorada en Losa Inferior 72
figura 38 – Valores máximos de fuerza axial mayorada en Muros Laterales 72

DISEÑO ESTRUCTURAL BOX CULVERT DOBLE 2,0 X 1,0 m POR METODO AASHTO LRFD

1 INTRODUCCIÓN

Colombia cuenta con la norma de diseño de puentes CCP-14, la cual determina los parámetros técnicos necesarios que se deben cumplir en las estructuras de puentes vehiculares, esta normativa tiene como base las recomendaciones expuestas en la Norma Americana AASHTO (American Association Of State Highway and Transportation Officials).

El cambio más significativo que introdujo la norma AASHTO (1996) en el cálculo de estructuras de puentes es la utilización del método LRFD (Load and Resistance Factor Desing), en cual corresponde según Ochoa (2008), a un método de Estados Limites Últimos que considera factores para cada carga y para cada resistencia nominal.

Otro Aspecto importante que introdujo esta norma es la forma de combinar las cargas, ya que esta considera algunos factores que van a cambiar el margen de seguridad, dando mayor confiabilidad a la estructura. Según Perales (2013) ésta considera que estos factores corresponden a coeficientes de ductilidad, redundancia e importancia de la estructura.

Con base en lo anteriormente expuesto, el presente documento contiene el diseño estructural de la obra de drenaje tipo box culvert, considerado en el proyecto de inversión denominado **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA".** El proyecto contempla la proyección de la estructura de drenaje, ya que la vía lo requiere para encausar el agua hacia el caño y tener un buen drenaje del tramo vial intervenido.

Los análisis y diseños estructurales de las obras de drenaje que se presentan en la memoria, cumplen con las normas y especificaciones contenidas en la Norma Colombiana de diseño de Puentes – CCP14 y en los lineamientos del método de diseño AASHTO LRFD.

Finalmente, el presente informe presenta los resultados obtenidos según la metodología de diseño, memorias de cálculo, conclusiones y recomendaciones que se deben tener en cuenta durante la construcción de la obra de drenaje.

2 GLOSARIO

A continuación, se muestran las disposiciones más importantes de la norma CCP-14 que se utilizarán en el posterior diseño de los elementos de obra de drenaje tipo box culvert considerada en el proyecto que tiene por objeto **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA".**

- **ESTADOS LIMITES (AASHTO LRFD):** Un Estado Límite define condiciones que se requieren para que una estructura diferentes combinaciones de carga critica que pueden llegarse a presentar a lo largo de la vida útil de servicio.

- **ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA:** Este define los criterios de capacidad última de la estructura para asegurar su resistencia y estabilidad, tanto local como global para resistir las combinaciones de carga estadísticamente significativas que se espera la estructura experimente en su vida útil.

- **CARGAS PERMANENTES:** De acuerdo con las normas (CCP-14 y AASHTO) se definen en dos grandes grupos:

    - **Cargas Muertas (DC, DW, EV):** De acuerdo como lo define el numeral 3.5.1 de la norma CCP-14, Estas deben incluir el peso de todos los componentes y aditamentos de la estructura, de los servicios públicos adheridos a ésta, recubrimientos del suelo, pavimentos de los recubrimientos futuros y de ensanchamientos futuros proyectados.
        - **DC=** Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales
        - **DW=** Peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones
        - **EV=** Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

    - **Cargas de Suelo (EH, ES, DD):** En concordancia con el numeral 3.5.2 de la norma CCP-14, estas corresponden con las cargas por presión de suelo, sobrecarga de suelo y por fricción negativa.
        - **EH=** Empuje horizontal del suelo
        - **ES=** Sobrecarga del suelo
        - **DD=** Fuerza de fricción negativa

- **CARGAS VIVAS:** De acuerdo con la norma de diseño de puentes CCP-14 estas corresponden a cargas transitorias que sufre la estructura.

3 GENERALIDADES

3.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

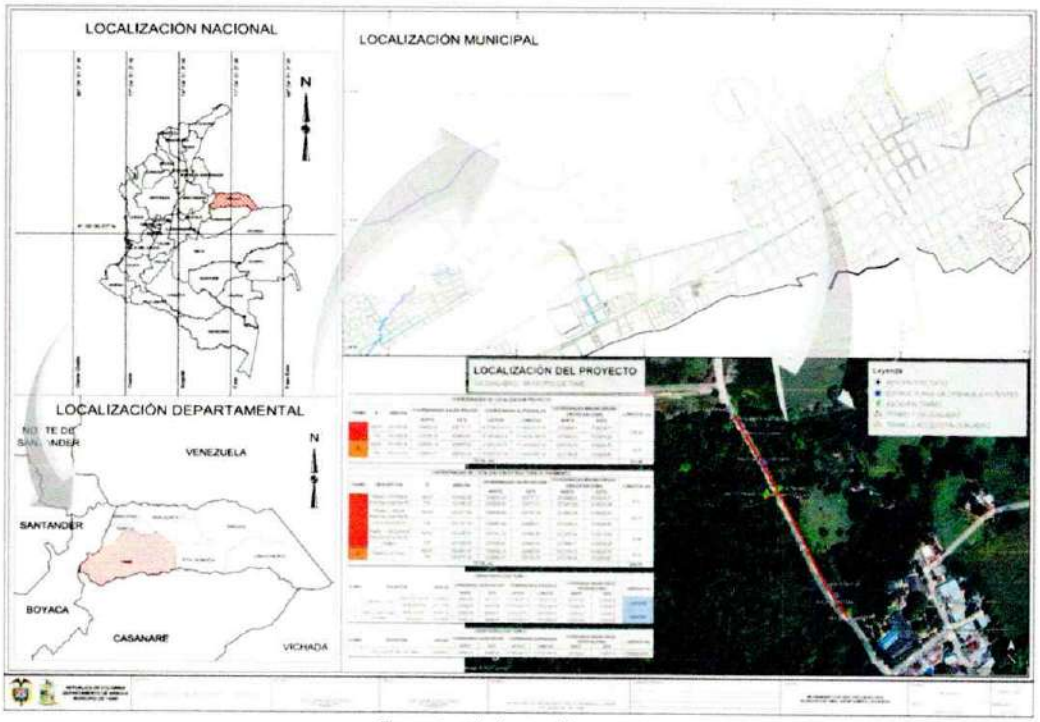
Este proyecto tiene como objetivo optimizar la conectividad vial entre el casco urbano del municipio de Tame, Departamento de Arauca y la salida hacia la Herradura Ecoturística, facilitando el acceso y promoviendo el desarrollo socioeconómico de la región. A continuación, se detallan las coordenadas específicas de intervención.

Tabla 1 – Coordenadas del proyecto en estudio

COORDENADAS DE LOCALIZACION PROYECTO									
TRAMO	ID	ABSCISA	COORDENADAS GAUSS KRUGER		COORDENADAS ELIPSOIDALES		COORDENADAS MAGNA SIRGAS - ORIGEN NACIONAL		LONGITUD (m)
			NORTE	ESTE	LATITUD	LONGITUD	NORTE	ESTE	
1	INICIO	K0+000.00	1206833,43	926777,17	6°27'58,074" N	71°44'22,014" W	2272668,41	5139336,71	259,30
	FIN	K0+259.30	1207059,35	926650,50	6°28'5,423" N	71°44'26,146" W	2272893,71	5139209,26	
2	INICIO	K0+000.00	1206959,14	926687,63	6°28'2,163" N	71°44'24,933" W	2272793,70	5139246,75	14,19
	FIN	K0+014.19	1206964,47	926700,78	6°28'2,337" N	71°44'24,506" W	2272799,08	5139259,87	
TOTAL (m)									273,49

Fuente: Elaboración propia

figura 1 – Localización específica de los tramos a intervenir



Fuente: Elaboración propia

3.2 ALCANCE DEL PROYECTO

El proyecto "**MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA**" tiene como objetivo la intervención de un total de 273,49 metros lineales de corredor vial, de los cuales se plantea realizar la pavimentación de 204.72 ml en pavimento flexible distribuidos en los siguientes tramos:

Tabla 2 – Coordenadas de localización estructura de pavimento

COORDENADAS DE LOCALIZACION ESTRUCTURA DE PAVIMENTO								
TRAMO	DESCRIPCION	ID	ABSCISA	COORDENADAS GAUSS KRUGER		COORDENADAS MAGNA SIRGAS -ORIGEN NACIONAL		LONGITUD (m)
				NORTE	ESTE	NORTE	ESTE	
1	TRAMO 1 ENTRADA PONTON EXISTENTE	INICIO	K0+000.00	1206833,43	926777,17	2272668,41	5139336,71	6,32
		FIN	K0+006,32	1206838.64	926773.57	2272673,60	5139333,09	
	TRAMO 1 SALIDA PONTON EXISTENTE A BOX EXISTENTE	INICIO	K0+017,80	1206848.06	926767.06	2272682,99	5139326,55	163,35
		FIN	K0+181,15	1206991.69	926689.51	2272826,24	5139248,50	
	TRAMO 1 SALIDA BOX EXISTENTE A FIN DE TRAMO	INICIO	K0+238,44	1207041.23	926660.85	2272875,64	5139219,68	20,86
		FIN	K0+259.30	1207059,35	926650,50	2272893,71	5139209,26	
2	TRAMO 2 ACCESO	INICIO	K0+000.00	1206959,14	926687,63	2272793,70	5139246,75	14,19
		FIN	K0+014.19	1206964,47	926700,78	2272799,08	5139259,87	
TOTAL (m)								**204,72**

Fuente: Elaboración propia

Además de la construcción del pavimento, el proyecto abarca una serie de obras complementarias clave para garantizar la funcionalidad y durabilidad de la vía. Estas incluyen:

- Obra hidráulica tipo box culvert, necesaria para garantizar un adecuado paso de las aguas superficiales y subterráneas.
- Estructuras de encauzamiento y encole para el manejo eficiente de las aguas pluviales, protegiendo la infraestructura vial de posibles erosiones.
- Elementos de confinamiento, indispensables para estabilizar la vía y asegurar su resistencia a las condiciones ambientales y de tránsito.

Este proyecto está diseñado para mejorar las condiciones de transitabilidad y conectividad de los habitantes. La intervención no solo beneficiará la movilidad diaria, sino que también contribuirá al desarrollo económico y social de la región. Además, asegurará que la vía construida no solo cumpla con las expectativas de durabilidad y resistencia, sino que también proporcione beneficios tangibles a la comunidad, mejorando su calidad de vida y facilitando su movilidad en condiciones óptimas.

4 DISEÑO BOX CULVERT TIPO CAJÓN DOBLE 2,0 X 1,0 m

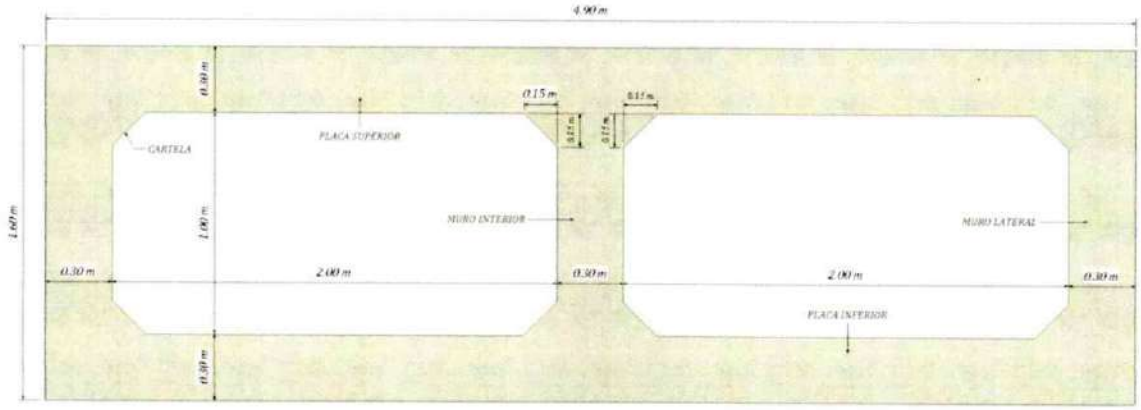
En el proyecto de inversión denominado "**MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA**" se proyecta la construcción de box culvert tipo Cajón doble de dimensiones internas 2,0 x 1,0 metros en el siguiente abscisado:

Tabla 3 – Ubicación de box Culvert Doble 2.0x1.0 en el tramo 2

BOX CULVERT DOBLE 2.0X1.0 M EN TRAMO 2:	K0+004,81

Fuente: Autor

figura 2 – Dimensiones Box culvert



Fuente: Autor

Para todos los estados de carga se realiza el respectivo análisis de carga sobre la estructura y se presentan los cálculos, los resultados y los chequeos de la estructura en análisis. La evaluación de cargas sobre el box culvert se realiza una franja de un metro de largo.

4.1 ANALISIS DE CARGAS

De conformidad con lo expresado en el numeral C.3.5.1 de la Norma Colombiana de diseño de Puentes CCP-14, la tabla 3.5.1-1 proporciona pesos unitarios tradicionales. El peso unitario de materiales granulares depende del grado de compactación y del contenido de humedad. El peso unitario del concreto se afecta principalmente con el peso unitario del agregado, la cual varia por la localización geográfica y aumenta con la resistencia a compresión del concreto.

Tabla 4 – Pesos Unitarios de Materiales

MATERIAL	PESO UNITARIO KN/m3
Aleaciones de Aluminio	28,00
Pavimentos Bituminosos	22,5
Hierro fundido	72,00

MATERIAL		PESO UNITARIO KN/m3
Relleno de ceniza		9,60
Arena, Limo o arcilla compactadas		19,25
Concreto Simple	Liviano	17,75
	De Arena Liviana	19,25
	Normal con f'c ≤ 35 Mpa	24,00
	Normal con 35 < f'c ≤ 105 Mpa	22,4 + 0,0229 f'c
Arena, Limo o Grava Sueltas		26,00
Arcilla Blanda		26,00
Grava compactada, macadam, o Cascajo		22,50
Acero		78,50
Mampostería de Piedra		27,25
Madera	Dura	9,60
	Blanda	8,00
Agua	Dulce	10,00
	Salada	10,25

Fuente: (Tabla 3.5.1-1) Norma Colombiana de Puentes CCP-14

4.1.1 CARGA MUERTA (DC)

Tabla 5 – Calculo de Carga Muerta

CARGA MUERTA (DC)						
Descripción	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Cantidad Elementos	Peso Especifico (KN/m3)	Peso (KN)
Peso Propio Losa Superior	4,90	0,30	1,00	1,00	24,00	35,28
Peso Propio Muros Laterales	0,30	1,00	1,00	2,00	24,00	14,40
Peso Propio Muro Interior	0,30	1,00	1,00	1,00	24,00	7,20
Peso Propio Cartelas	0,15	0,15	1,00	4,00	24,00	2,16
					Total	**59,04**

Fuente: Autor

NOTA: El peso propio de losa de fondo no se tiene en cuenta, en función de que esta se aplica directamente sobre el terreno.

Tabla 6 – Carga Muerta Distribuida

CARGA MUERTA DISTRIBUIDA SOBRE ESTRUCTURA				
Ancho losa	Dc-Superior	Dc-Inferior	Dc-Muro Ext	Dc-Muro Int
4,90 m	7,20 KN/m	12,05 KN/m	7,74 KN	8,28 KN

Fuente: Autor

4.1.2 PRESIÓN VERTICAL DEL TERRENO (EV)

Se debe calcular previamente el factor "F_e" para tener en cuenta la interacción Suelo – Estructura de conformidad con lo expresado en el numeral 12.11.2.2.1 para instalaciones bajo terraplén:

$$F_e = 1 + 0{,}20\frac{H}{B_C}$$

Donde:

F_e= Factor de interacción Suelo – Estructura

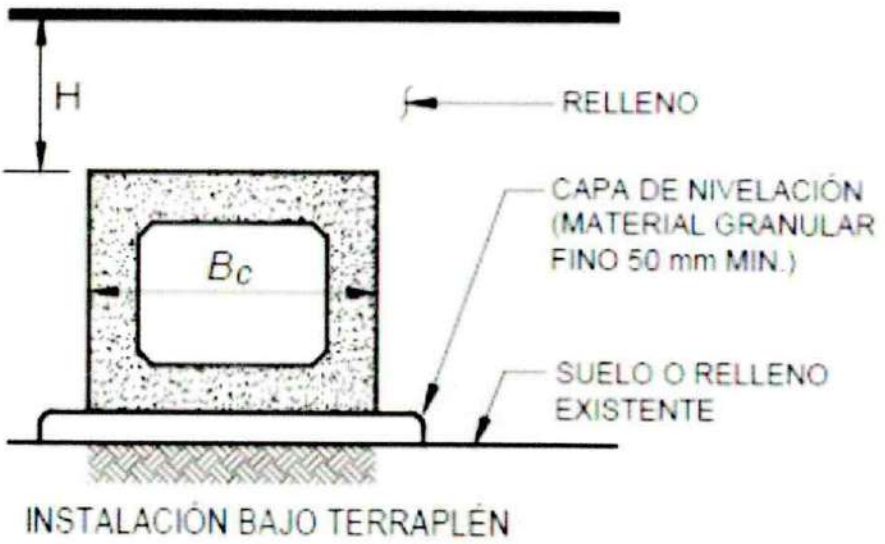
H= Profundidad del relleno como lo indica la figura 12.11.2.2.1-1 de la Norma Colombiana de Puentes CCP-14 (mm)

B_C= Ancho Exterior de la alcantarilla como lo especifica la figura 12.11.2.2.1-1 de la Norma Colombiana de Puentes CCP-14 (mm)

De acuerdo como lo enmarca el numeral 12.11.2.2.1 – Instalaciones en zanja y bajo terraplén el factor **F_e** no deberá ser mayor que 1,15 para las instalaciones con relleno compactado a lo largo de los laterales de la sección tipo cajón, ni mayor de 1,40 para las instalaciones con relleno no compactado a lo largo de los laterales de la sección tipo cajón.

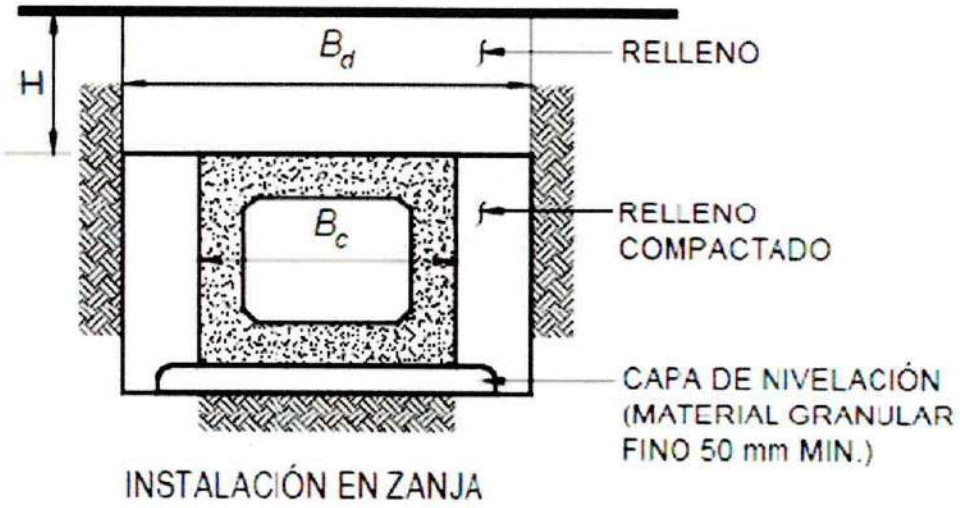
En las instalaciones en zanja ancha, en las cuales el ancho de la zanja es 0,3 m o más, mayor que la dimensión de la alcantarilla en la dirección del ancho de la zanja, F_t no deberá ser mayor que el valor especificado para instalaciones bajo terraplén.

figura 3 – Instalaciones bajo terraplén secciones tipo cajón



Fuente: (Figura 12.11.2.2.1-1) de la Norma CCP-14

figura 4 – Instalaciones en zanja secciones tipo cajón



Fuente: (Figura 12.11.2.2.1-2) de la Norma CCP-14

Tabla 7 – Factor de Interacción Suelo – Estructura

"H" Profundidad del relleno	"Bc" Ancho exterior de la alcantarilla (mm)	Factor teorico interacción Suelo - Estructura	Factor interacción Suelo - Estructura
200,00 mm	4.900,00 mm	1,01	**1,01**

Fuente: Autor

La Presión vertical del terreno, estará denominada por medio de la siguiente ecuación de conformidad con lo tomado el numeral (12.11.2.2.1-1) de la norma CCP-14:

$$EV = F_e \gamma_s B_c H$$

Donde:

EV= Carga de suelo total no Mayorada (N/mm)

B_c= Ancho exterior de la alcantarilla como se especifica en las figuras 12.11.2.2.1-1 ó 12.11.2.2.1-2, según corresponda (mm)

H= Profundidad del relleno como se especifica en las figuras 12.11.2.2.1-1 ó 12.11.2.2.1-2, según corresponda (mm)

γ_s= Densidad del relleno (KN/m^3)

F_e= Factor de interacción Suelo – Estructura

Tabla 8 – Carga Distribuida de suelo sobre estructura

CARGA DISTRIBUIDA DE TERRENO SOBRE ESTRUCTURA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Factor de interacción Suelo - Estructura	F_e	1,01
Densidad del relleno	γ_s	18,00 KN/m3
Ancho distribuido a lo largo del box	B	1,00 m
Profundidad del relleno	H	0,20 m
Carga total del suelo No Mayorada	**EV**	**3,64 KN/m**

Fuente: Autor

Nota: Asumiendo que la losa de fondo es rígida comparada a la Sub Base, las reacciones del suelo a las cargas verticales aplicadas a la alcantarilla se consideran uniformemente distribuidas en el fondo de la losa.

4.1.3 PRESIÓN LATERAL DEL SUELO (EH)

Esta presión es la fuerza que ejerce el suelo en un plano horizontal, de acuerdo con el numeral 3.11.5.1 de la Norma de Diseño de Puentes CCP-14 debe suponerse que la presión lateral del suelo es linealmente proporcional a la profundidad del suelo y se calcula como:

$$p = k_a \gamma_s Z$$

Donde:

p Presión lateral del suelo (KPa)
k_a Coeficiente de presión lateral activa del suelo
γ_s Densidad del relleno (KN/m^3)
Z Profundidad del suelo bajo la superficie (mm)

Así mismo el coeficiente de presión lateral activa de suelo K_a de acuerdo con la teoría de Rankine se determina de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$K_a = Tan^2\left(45° - {}^{\emptyset}/_{2}\right)$$

Donde:

Ø Angulo de fricción interna

Tabla 9 – Presión Lateral del suelo

PRESIÓN LATERAL DEL SUELO		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Angulo de fricción interna	Ø	30,26 °
Coeficiente de presión activa del suelo	K_a	0,33
Densidad del relleno	γ_s	18,00 KN/m3
Altura de relleno 1	z_1	0,20 m
Presión lateral del suelo en parte superior	**p_1**	**1,19 KN/m2**
Altura de relleno 2	z_2	1,80
Presión lateral del suelo en parte Inferior	**p_2**	**10,69 KN/m2**

Fuente: Autor

4.1.4 SOBRECARGA POR CARGA VIVA (LS)

De acuerdo como lo menciona el numeral 3.11.6.4 de la Norma de diseño de Puentes CCP-14, La sobrecarga por carga viva debe aplicarse donde se espere carga vehicular sobre la superficie del relleno dentro de una distancia igual a la mitad de la altura del muro desde el respaldo del mismo.

El incremento en la presión horizontal debida a la sobrecarga por carga viva puede estimarse como:

$$\Delta_p = k_a \gamma_s h_{eq} x 10^9$$

Donde:

Δ_p Presión constante horizontal de suelo debida a la sobrecarga por carga viva (MPa)
k_a Coeficiente de presión lateral de suelo
γ_s Peso unitario total de suelo (KN/m³)
h_{eq} Altura equivalente de suelo por carga viva vehicular (mm)

Asi mismo, la altura equivalente de suelo h_{eq}, para cargas de carretera se pueden tomar de las tablas 3.11.6.4-1 y 3.11.6.4-2. Usando interpolación lineal para alturas de muro intermedias.

La altura del muro se toma como la distancia entre la superficie del relleno y el fondo de la cimentación a lo largo de la superficie de presiones bajo consideración.

Tabla 10 – Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Altura del Estribo (mm)	H_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Fuente: (tabla 3.11.6.4-1) de la Norma CCP-14

Tabla 11 – Alturas equivalentes de suelos para carga vehicular sobre muros paralelos al trafico

Altura del muro de contención (mm)	heq (m) Distancia desde el respaldo del muro al borde del tráfico	
	0,0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1000	600
≥ 6000	600	600

Fuente: (tabla 3.11.6.4-2) de la Norma CCP-14

Tabla 12 – Sobrecarga por carga viva

SOBRECARGA POR CARGA VIVA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Coeficiente de presión activa del suelo	K_a	0,33
Densidad del relleno	γ_s	18,00 KN/m3
Altura equivalente superior	$h_{eq\text{-}Sup}$	1,46 m
Sobrecarga viva en parte superior	**LS_sup**	**8,67 KN/m**
Altura equivalente inferior	$h_{eq\text{-}Inf}$	1,020 m
Sobrecarga viva en parte inferior	**LS_inf**	**6,06 KN/m**

Fuente: Autor

4.1.5 CARGA DE AGUA (WA)

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.

$$W_A = \gamma_A h$$

Donde:

W_A Carga de agua (KN/m)
γ_A Peso específico del agua (KN/m^3)
h Profundidad lámina de agua (m)

Tabla 13 – Carga de Agua

CARGA DE AGUA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Peso especifico del agua	γ_A	10,00 KN/m3
Profundidad lamina de agua parte superior	h_1	0,00 m
Carga de agua en la parte superior	**W_{A1}**	**0,00 KN/m**
Profundidad lamina de agua parte inferior	h_2	1,00 m
Carga de agua en la parte inferior	**W_{A2}**	**10,00 KN/m**

Fuente: Autor

4.1.6 CARGA VIVA (LL + IM)

De acuerdo como lo expresa el numeral 3.6.1.2 de la Norma de diseño de Puentes CCP-14, la carga viva vehicular en las calzadas, debe consistir en una combinación de:

- Camión o tándem de diseño
- Carga de carril de diseño

Cada carril de diseño bajo consideración debe estar ocupado por el camión o por el tándem de diseño, coincidente con la carga de carril. Debe suponerse que las cargas ocupan 3,0 metros transversalmente dentro del carril de diseño.

Inicialmente se debe considerar la amplificación por carga dinámica (IM) el cual de acuerdo como lo menciona el numeral C3.6.2.1 de CCP-14, es un incremento que se aplica a la carga estática de rueda para tener en cuenta el impacto de la carga de rueda de los vehículos en movimiento.

Los efectos dinámicos debido a los vehículos en movimiento pueden atribuirse a dos fuentes:

- El efecto de martilleo que es la respuesta dinámica del ensamblaje de la rueda ante discontinuidades de la superficie del tráfico, tales como juntas del tablero, grietas, huecos y delaminaciones.

- Respuesta dinámica del puente como un todo ante los vehículos en movimiento, la cual puede deberse a largas ondulaciones en el pavimento de la calzada, tales como los causados por asentamiento o lleno, o a resonancia con excitación como resultado de frecuencias de vibración similares entre el puente y el vehículo.

  Generalmente hablando, la amplificación dinámica de camiones sigue las siguientes tendencias generales:

  - A mayor peso del vehículo, la amplificación aparente disminuye.
  - Múltiples vehículos producen una menos amplificación dinámica que un solo vehículo.
  - Mas ejes resultan en una menor amplificación dinámica.

- Para vehículos pesados con permiso que tienen muchos ejes comparados con el camión de diseño, puede justificarse una reducción en la amplificación por carga dinámica. Un estudio sobre efectos dinámicos presentado en un reporte por el grupo de calibración (Nowak 1992) contiene detalles con respecto a la relación entre la amplificación dinámica y la configuración del vehículo.

En cuanto a los componentes enterrados, de acuerdo con el numeral 3.6.2.2 de la Norma CCP-14, la amplificación por carga dinámica en porcentaje, debe tomarse como:

$$IM = 33(1{,}0 - 4{,}1x10^{-4}D_E) \geq 0\%$$

Donde:

IM Amplificación por impacto

D_E Profundidad mínima de recubrimiento de tierra sobre la estructura (mm)

Tabla 14 – Amplificación por Carga Dinámica

AMPLIFICACION POR CARGA DINÁMICA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Profundidad minima de recubrimiento de tierra sobre la estructura	D_E	0,20 m
Amplificación por carga dinamica	IM	30,29 %
Aplica amplificación por Carga Dinamica		

Fuente: (3.6.2.2-1 de CCP-14)

Trayendo lo expuesto en el numeral C3.6.1.1.2 de la Norma de Diseño de Puentes CCP-14, Los factores de presencia múltiple para uno o múltiples carriles cargados, se basan en la evaluación de varias combinaciones de carriles cargados con sus factores apropiados de presencia múltiple y tienen la intención de tener en cuenta el caso con el peor escenario.

Dicho de otra manera, si se requiere un esquema para determinar la distribución de carga, el ingeniero es responsable de incluir los factores de presencia múltiple y de seleccionar el peor caso de diseño.

Tabla 15 – Valores de Presencia Múltiple

Número de Carriles Cargados	Factores de presencia Múltiple (m)
1	1,20
2	1,00
3	0,85
>3	0,65

Fuente: (Tabla 3.6.1.1.2-1 de CCP-14)

Tabla 16 – Calculo factor de Presencia Múltiple

FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE DE CARGA VIVA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Ancho libre entre barreras o barandas	B	6.600,00 mm
Numero de carriles Cargados	NC	1,00
Factor de Presencia Múltiple	**m**	**1,20**

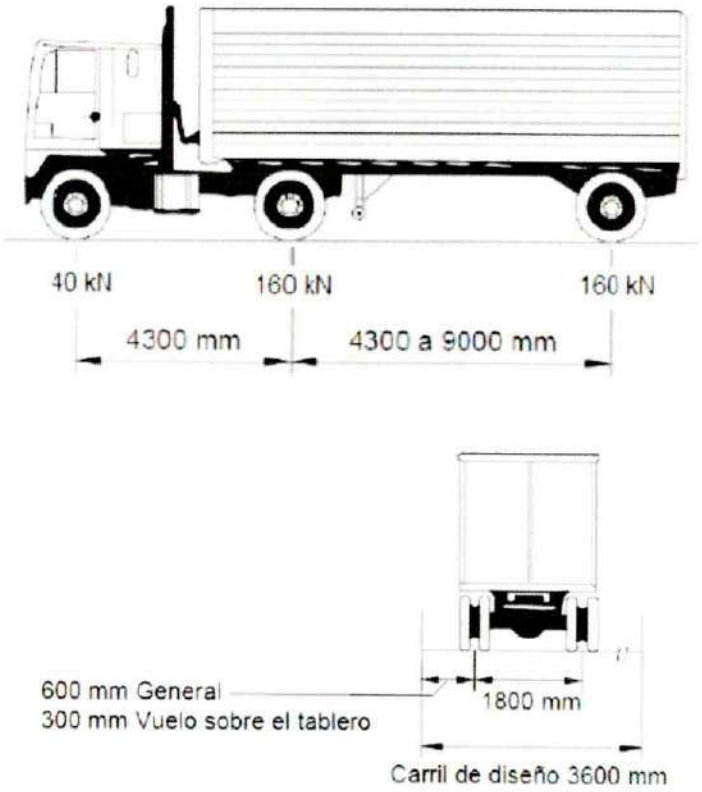
Fuente: (3.6.1.1.2 de CCP-14)

4.1.6.1 CAMIÓN DE DISEÑO

De acuerdo como lo enmarca el numeral 3.6.1.2.2 de la Norma de Diseño de Puentes CCP-14, el peso y el espaciamiento de los ejes y de las ruedas para el camión de diseño deben ser como se especifica en la figura mostrada al final de este texto.

El espaciamiento entre los dos ejes de 160 KN debe variarse entre 4300 mm y 9000 mm para producir solicitaciones extremas.

figura 5 – Características del camión de diseño



Fuente: (3.6.1.2.2-1 de CCP-14)

Así mismo como lo menciona el numeral C3.6.1.2.6 de la Norma de Diseño de Puentes CCP-14, las soluciones elásticas para las presiones producidas en un semiespacio infinito por las cargas sobre la superficie del terreno pueden consultarse en Poulos and Davis (1974), NAVFAC DM-7.1 (1982), y en los textos de mecánica de suelos.

Esta aproximación es similar a la regla de los 60 grados que se encuentra en muchos textos de mecánica de suelos. Las dimensiones del área de contacto de la llanta se determinan en la superficie basándose en la asignación de carga dinámica del 33 por ciento a una profundidad igual a cero.

Estas se proyectan a través del suelo, la intensidad de la presión sobre la superficie se basa en la carga de rueda sin amplificación de carga dinámica. La amplificación por carga dinámica se le añade a la presión sobre el área proyectada.

La carga de carril de diseño se aplica donde sea apropiado y es aplicable el factor de presencia múltiple.

Tradicionalmente, se ha ignorado el efecto de la carga en rellenos con menos de 600 mm de profundidad. Las investigaciones (McGrath y otros 2004) han mostrado que en diseños de secciones en cajón permitir la distribución de la carga viva a través del lleno en la dirección paralela del vano proporciona un modelo de diseño más preciso para predecir fuerzas de momento, empuje y cortante.

Así mismo el tándem de diseño debe consistir en un par de ejes de 125 KN separados 1200 mm entre si y el espaciamiento transversal de las ruedas debe tomarse como 1800 mm tal como lo expresa en el numeral 3.6.1.2.3 de la Norma de Diseño de Puentes CCP-14.

Por otra parte, el numeral 3.6.1.2.4 de CCP-14, enuncia que la carga de carril de diseño debe consistir en una carga de 10.3 KN/m uniformemente distribuida en la dirección longitudinal.

Transversalmente, la carga de carril de diseño debe suponerse uniformemente distribuida sobre un ancho de 3000 mm.

En cuanto al área de contacto de la rueda se debe tener en cuenta lo mencionado en el numeral 3.6.1.2.5 de CCP-14, allí se manifiesta que estas deben suponerse en un solo rectángulo, cuyo ancho es de 500 mm y cuya longitud es de 250 mm.

La presión de la llanta debe suponerse uniformemente distribuida sobre el área de contacto como se especifica a continuación:

- Sobre superficies continuas, uniformemente sobre el área de contacto especificada.
- Sobre superficies interrumpidas, uniformemente sobre el área de contacto real dentro de la huella de la llanta con la presión incrementada en la relación entre la superficie del área de contacto especificada en el área de contacto real.

De igual manera la distribución de cargas de rueda a través de rellenos de tierra de acuerdo con el numeral 3.6.1.2.6 de CCP-14, las alcantarillas con tramo sencillo, los efectos de la carga viva, no se tienen en cuenta cuando la profundidad del relleno es mayor a 2.438 mm y supere la longitud del tramo.

Para múltiples tramos, los efectos no se tienen en cuenta cuando la profundidad del relleno supera la distancia entre las caras interiores de los muros exteriores.

Cuando la carga viva y la carga dinámica conceda momento en losas de concreto, basados en la distribución de la carga de rueda a través de los llenos de tierra

Por ello el área rectangular, A_{LL}, debe determinarse de acuerdo con la ecuación 3.6.1.2.6a -1

$$A_{LL} = l_w W_w$$

Donde:

A_{LL} Área rectangular en la profundidad H (mm²)
l_w Longitud del parche de la carga viva en profundidad H (mm)
W_w Ancho del parche de la carga viva en profundidad H (mm)

Tabla 17 – Factor distribución de carga viva (LLDF) para estructuras enterradas

Tipo de estructura	LLDF transversal o paralelo al tramo
tuberías de concreto con relleno con profundidad de 600 mm o mayor	1,15 para diámetros de 600 mm o menos
	1,75 para diámetros de 2400 mm o mayores
	Para hallar el LLDF, interpolar linealmente entre estos límites.
Todas las demás alcantarillas y estructuras enterradas	1,15

Fuente: (Tabla 3.6.1.2.6a-1 de Norma CCP-14)

Para la distribución de la carga viva transversal a los tramos de las alcantarillas, la profundidad de carga rueda/eje H_{int-t} debe determinarse de conformidad con el numeral 3.6.1.2.6b de la Norma de Diseño de Puentes CCP-14.

$$H_{int-t} = \frac{S_w - W_t - 0.06D_i}{LLDF}$$

Cuando:

$$H < H_{int-t}$$

Entonces;

$$W_w = W_t + LLDF(H) + 0.06D_i$$

Cuando:

$$H \geq H_{int-t}$$

Entonces;

$$W_w = W_t + S_w + LLDF(H) + 0.06D_i$$

Donde:

H_{int-t}	Profundidad de interacción rueda/eje transversal al tramo de la alcantarilla (mm)
S_w	Distancia entre ruedas, 1828 mm
W_t	Ancho del parche de la rueda, 508 mm
D_i	Diámetro interior o tramo libre de la alcantarilla
$LLDF$	Factor de distribución de carga viva como se especifica en tabla 3.6.1.2.6a-1
H	Profundidad del relleno sobre la alcantarilla (mm)
W_w	Ancho del parche de la carga viva en la profundidad H (mm)

Para la distribución de la carga viva paralela a los tramos de las alcantarillas, la profundidad de carga rueda/eje H_{int-p} debe determinarse por medio de la siguiente ecuación:

$$H_{int-p} = \frac{S_a - l_t}{LLDF}$$

Cuando:

$$H < H_{int-p}$$

Entonces;

$$l_w = l_t + LLDF(H)$$

Cuando:

$$H \geq H_{ini-p}$$

Entonces;

$$l_w = l_t + S_a + LLDF(H)$$

Donde:

H_{int-p}	Profundidad de interacción rueda/eje paralelo al tramo de la alcantarilla (mm)
S_a	Distancia entre ejes (mm)
l_t	Longitud del parche de la rueda, 254 mm
$LLDF$	Factor de distribución de carga viva como se especifica en tabla 3.6.1.2.6a-1
H	Profundidad del relleno sobre la alcantarilla (mm)
l_w	Longitud del parche de la carga viva en la profundidad H (mm)

Para concluir el análisis de presión vertical en la corona de carga viva debe determinarse así:

$$P_L = \frac{P\left(1 + \frac{IM}{100}\right)(m)}{A_{LL}}$$

Donde

P_L Presión vertical en la corona de carga viva (N/mm2)
P Carga viva aplicada en la superficie a todas las ruedas que interactúan (N)
IM Incremento por carga dinámica
m Factor de presencia múltiple
A_{LL} Área rectangular en la profundidad H (mm²)

Tabla 18 – Análisis de Carga Viva de un solo eje

CARGA VIVA (LL+IM) DE UN SOLO EJE		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Distancia entre ruedas	Sw	1.828,00 mm
Ancho del parche de la rueda	Wt	508,00 mm
Diametro interior o tramo libre de la alcantarilla	Di	0,00 mm
Factor de distribución de carga viva	LLDF	1,15
Profundidad de interacción transversal al tramo de la alcantarilla	Hint-t	1.147,83 mm
Profundidad del relleno	H	200,00 mm
Ancho del parche de la carga viva en la profundidad H por carga de un eje	**Ww**	**738,00 mm**
Distancia entre ejes	Sa	1.800,00 mm
Longitud del parche de la rueda	It	254,00 mm
Profundidad de interacción rueda/eje paralela al tramo de la alcantarilla	Hint-p	1.344,35 mm
Longitud del parche de la carga viva en la profundidad H por carga de un eje	**Lw**	**484,00 mm**
Area rectangular en la profundidad H	**ALL**	**0,36 m2**
Carga viva aplicada en la superficie a todas las ruedas que interactuan	P	160,00 KN
Presión vertical en la corona de carga viva	**PL**	**700,36 KN/m2**
Reacción por efecto de Carga Viva	**W**	**105,48 KN/m2**

Fuente: Autor

Tabla 19 – Análisis de Carga Viva de Tándem

CARGA VIVA (LL+IM) DE TANDEM		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Distancia entre ruedas	S_w	1.828,00 mm
Ancho del parche de la rueda	W_t	508,00 mm
Diametro interior o tramo libre de la alcantarilla	D_i	0,00 mm
Factor de distribución de carga viva	LLDF	1,15
Profundidad de interacción transversal al tramo de la alcantarilla	H_{int-t}	1.147,83 mm
Profundidad del relleno	H	200,00 mm
Ancho del parche de la carga viva en la profundidad H por carga de Tandem	**W_w**	**738,00 mm**
Distancia entre ejes	S_a	1.200,00 mm
Longitud del parche de la rueda	l_t	254,00 mm
Profundidad de interacción rueda/eje paralela al tramo de la alcantarilla	H_{int-p}	822,61 mm
Longitud del parche de la carga viva en la profundidad H por carga de un eje	**L_w**	**484,00 mm**
Area rectangular en la profundidad H	**A_{LL}**	**0,36 m2**
Carga viva aplicada en la superficie a todas las ruedas que interactuan	P	250,00 KN
Presión vertical en la corona de carga viva	**P_L**	**1.094,32 KN/m2**
Reacción por efecto de Carga Viva	**W**	**164,82 KN/m2**

Fuente: Autor

Para el caso del proyecto la alcantarilla en cajón presenta un relleno menor a 600 mm, es decir, El ancho de franja equivalente para alcantarillas en cajón se debe aplicar a las alcantarillas con profundidades de relleno menores a 600mm, el cual se adopta en el numeral 4.6.2.10 de la Norma de Diseño de Puentes CCP-14.

$$E = 2440 + 0.12S$$

Donde:

E Ancho de distribución equivalente perpendicular a la luz (mm)

S Luz libre (mm)

Tabla 20 – Análisis de Carga Viva

E	**2.992,00 mm**
W_{LL}	**83,56 KN/m2**
W	**108,87 KN/m2**

Fuente: Autor

4.1.6.2 SOBRECARGA DE VÍA

De conformidad como lo expresa el numeral 3.6.1.3.3 de la Norma de Diseño de Puentes CCP-14, para losa superior de alcantarillas tipo cajón donde el vano no excede 4600 mm, solamente se deben aplicar las cargas de eje del camión de diseño o del tándem de diseño.

Es por ello que la sobrecarga de vía no aplica para el presente análisis estructural.

4.2 COMBINACIONES DE CARGA

Para el caso de alcantarillas tipo cajón, el Estado Limite de Fatiga no es necesario investigarlo de acuerdo como lo menciona el numeral 5.5.3.1 de la Norma de Diseño de Puentes CCP-14.

Tabla 21 – Combinaciones y Factores de Carga

Estado Limite de la Combinación de carga	*DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH*	*LL IM CE BR PL LS*	*WA*	*WS*	*WL*	*FR*	*TU*	*TG*	*SE*	Use uno de estos a la vez				
										EQ	*BL*	*IC*	*CT*	*CV*
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.400	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.400	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.300	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.700	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo *LL , IM & CE*	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga I II- Sólo *LL , IM & CE*	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: (Tabla 3.4.1-1 – de la Norma CCP-14)

Tabla 22 – Factores para Cargas Permanentes

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

Fuente: (Tabla 3.4.1-2 – de la Norma CCP-14)

4.2.1 COMBINACIONES PARA ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I

$$U = 1{,}0[1{,}25DC + 1{,}30EV + 1{,}35EH + 1{,}75(LL + IM) + 1{,}75LS]$$

(Combinación de cargas verticales y horizontales máximas)

$$U = 1{,}0[0{,}90DC + 0{,}90EV + 1{,}35EH + 1{,}75LS]$$

(Combinación de cargas verticales mínimas y horizontales máximas)

$$U = 1{,}0[1{,}25DC + 1{,}30EV + 0{,}90EH + 1{,}75(LL + IM) + 1{,}0WA]$$

(Combinación de cargas verticales mínimas, horizontales máximas y alcantarilla con agua)

$$U = 1{,}0[1{,}25DC + 1{,}30EV + 0{,}90EH + 1{,}75(LL + IM)]$$

(Combinaciones verticales máximas horizontales mínimas y alcantarilla sin agua)

4.2.2 COMBINACIONES PARA ESTADO LIMITE DE SERVICIO I

$$U = DC + EV + EH + (LL + IM) + LS$$

(Combinación de cargas verticales y horizontales máximas)

$$U = DC + EV + EH + LS$$

(Combinación de cargas verticales mínimas y horizontales máximas)

$$U = DC + EV + EH + (LL + IM) + WA$$

(Combinación de cargas verticales mínimas, horizontales máximas y alcantarilla con agua)

$$U = DC + EV + EH + (LL + IM)$$

(Combinación con cargas verticales máximas, horizontales mínimas y alcantarilla sin agua)

4.3 CALCULO DE ACERO

Para el presente análisis, se parte de la metodología estipulada en el ACI-318 (American Concrete Institute), la cual es una organización sin ánimo de lucro de los Estados Unidos de América que desarrolla estándares, normas y recomendaciones técnicas con referencia al hormigón reforzado.

4.3.1 TEORÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS Y LOSAS SOMETIDAS A FLEXIÓN

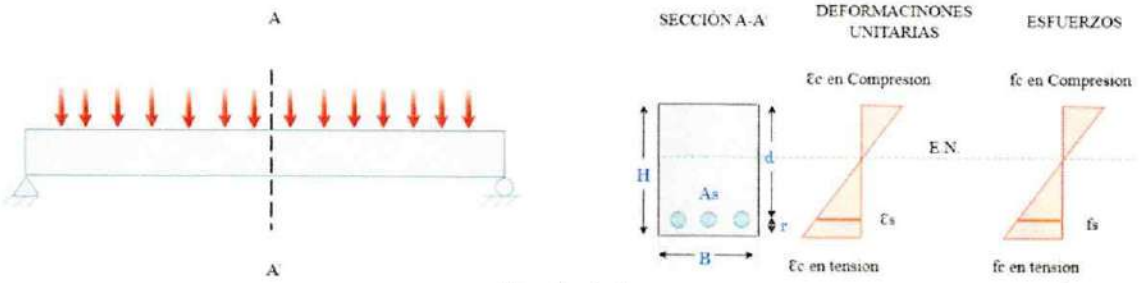
Supongamos que se coloca una pequeña carga transversal sobre una viga de concreto con refuerzo de tensión y que esta carga se incrementa gradualmente en magnitud hasta que la viga falla.

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

4.3.1.1 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.

figura 6 – Etapa del Concreto No Agrietado



Fuente: Autor

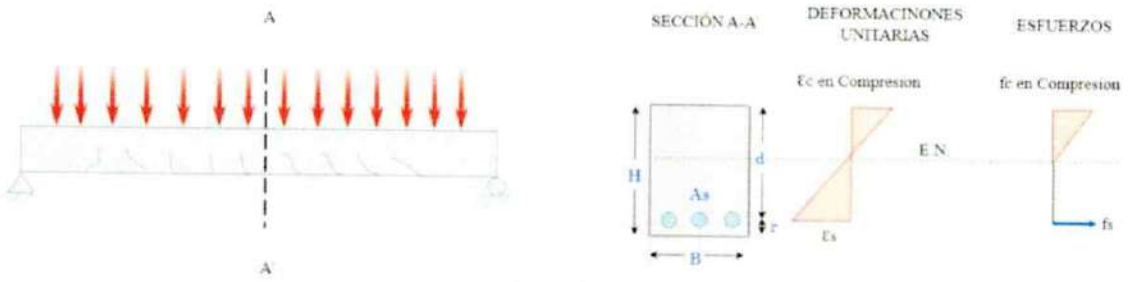
4.3.1.2 CONCRETO AGRIETADO, ETAPA DE ESFUERZOS ELÁSTICOS

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.

figura 7 – Concreto Agrietado, etapa de esfuerzos elásticos

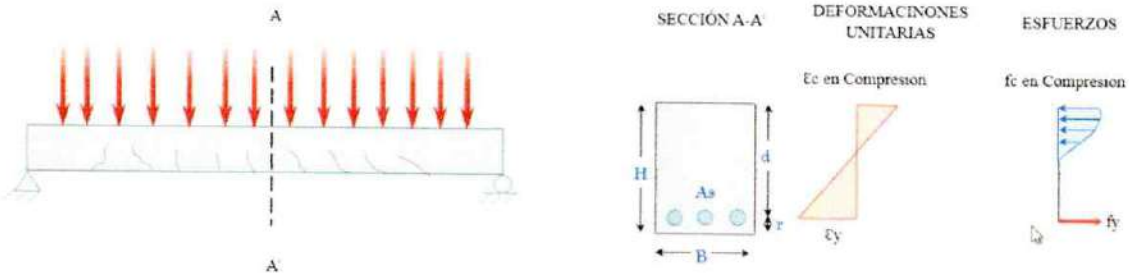


Fuente: Autor

4.3.1.3 FALLA DE LA VIGA, ETAPA DE RESISTENCIA ULTIMA

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.

figura 8 – 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:

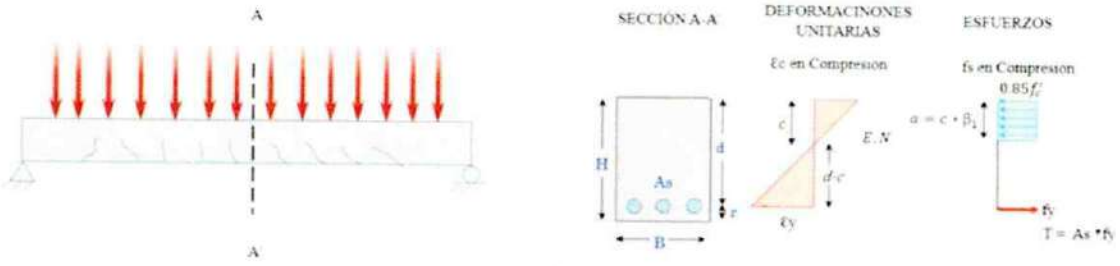
H	Altura de la viga
B	Ancho de la Viga
D	Peralte
r	Distancia de recubrimiento al eje del acero en tensión
ε_c	Deformación unitaria del concreto
ε_s	Deformación unitaria del acero
EN	Eje Neutro
Fc	Esfuerzo del concreto
Fs	Esfuerzo del acero
E_y	Deformación unitaria del acero a la falla
F_y	Esfuerzo de fluencia del acero

4.3.2 MOMENTOS ÚLTIMOS O NOMINALES DE FLEXIÓN

Para este análisis se supone que las varillas de refuerzo a tensión están trabajando a su punto de cedencia antes de que falle el concreto en el lado de compresión de la viga.

De igual manera se supone que el diagrama de compresión curvo se remplaza por uno rectangular con un esfuerzo constante de $0{,}85f'c$, se considerara que el diagrama rectangular de altura **"a"** tiene el mismo centro de gravedad y la misma magnitud que el diagrama curvo.

figura 9 – Momentos Últimos Nominales a flexión



Fuente: Autor

1. La fuerza de tensión se determina por medio de la siguiente expresión:

$$T = A_S x f_y \qquad \text{(Ecuación 1)}$$

2. La Magnitud de la fuerza de compresión "C" se determina de la siguiente manera:

$$C = 0{,}85f'_C ab \qquad \text{(Ecuación 2)}$$

3. En igualación de la Ecuación 1 con la Ecuación 2, determino el valor de la profundidad del bloque de esfuerzos:

$$a = \frac{A_s f_y}{0{,}85f'c.\, b}$$

4. Para determinar el momento nominal se necesita conocer la fuerza de tensión "T" o la fuerza de compresión "C"

$$M_n = T \text{ ó } C(d - {}^{a}/_{2})$$

Donde:

C	Distancia desde el eje neutro hasta
d	Peralte
ε_y	Deformación Unitaria del acero a la falla
a	Profundidad del bloque de esfuerzos
β_1	Factor de relación entre la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro
$f'c$	Resistencia a la compresión del concreto
T	Fuerza de tensión

f_y Resistencia a la fluencia del acero
A_s Área de Acero

4.3.3 MÉTODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA

El método consiste en multiplicar las cargas actuantes muertas y vivas por ciertos factores de carga (Equivaientes o factores de seguridad) y ios vaiores se ilaman cargas factorizadas.

4.3.3.1 DETERMINACIÓN DEL ACERO EN TENSIÓN

$$m = \frac{f_y}{0{,}85 f'c}$$

$$K = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$\rho = \left(\frac{1}{m}\right)\left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 * m * K}{fy}\right)}\right)$$

$$As = \rho * bw * d$$

Para que la viga sea capaz de resistir un momento último de diseño, la cuantía de acero debe cumplir con la anterior ecuación.

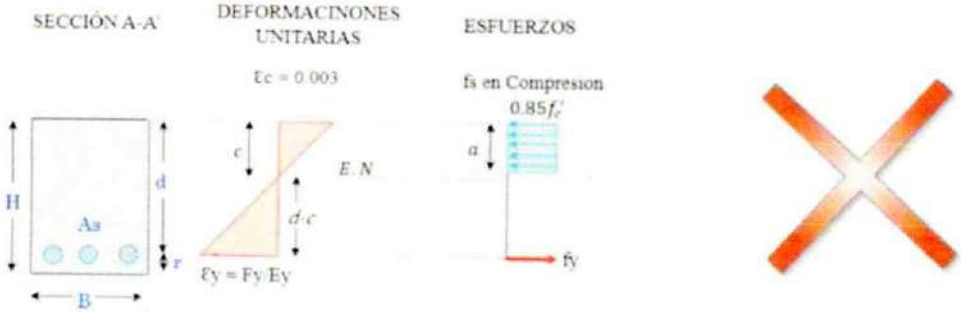
4.3.4 SECCIONES BALANCEADAS

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.

figura 10 – Sección Frágil

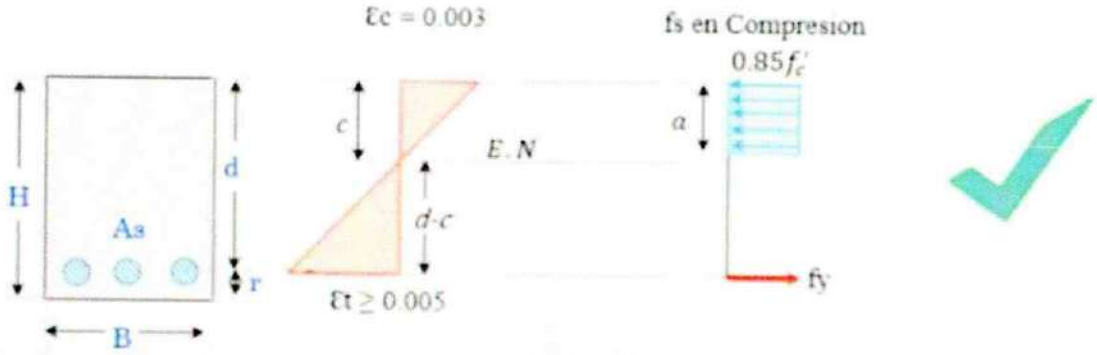


Fuente: Autor

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 $\varepsilon_t = 0{,}005$ son totalmente dúctiles

figura 11 – Sección Dúctil

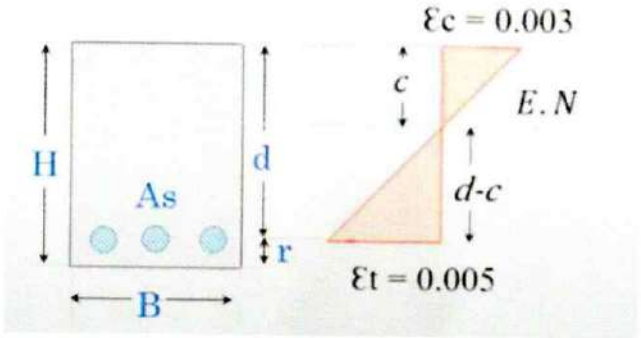


Fuente: Autor

4.3.5 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

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

figura 12 – Sección dúctil controlada por tensión



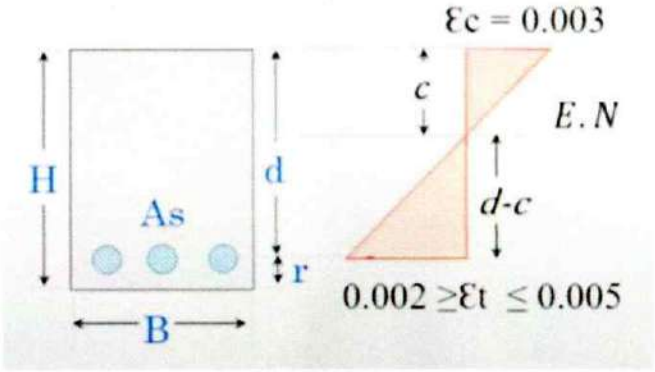
Fuente: Autor

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.

$$\phi = 0{,}65 + (\varepsilon_t - \varepsilon_y)\frac{0{,}25}{(0{,}005 - \varepsilon_y)}$$

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.

figura 13 – Sección en el intervalo de transición de tensión a compresión



Fuente: Autor

4.3.6 PORCENTAJE MÍNIMO DE ACERO

Existe otro modo de falla que puede ocurrir en vigas simplemente reforzadas el cual ocurre cuando el momento resistente de la sección es menor que su momento de agrietamiento, la sección fallara tan pronto como se forme una grieta.

Para impedir tal posibilidad el ACI especifica cierta cantidad mínima de refuerzo que debe usarse en cada sección de los miembros a flexión.

Tabla 23 – Valores de B1

Tabla 22.2.2.4.3 — Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

f'_c , lb./pulg.^{2}	β_1	
$2500 \le f'_c \le 4000$	0.85	(a)
$4000 < f'_c < 8000$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 4000)}{1000}$	(b)
$f'_c \ge 8000$	0.65	(c)

Fuente: ACI (American Concrete Institute)

De igual manera se debe evaluar el área mínima de acero por medio de las siguientes ecuaciones:

$$As_{min} = \frac{0{,}80\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

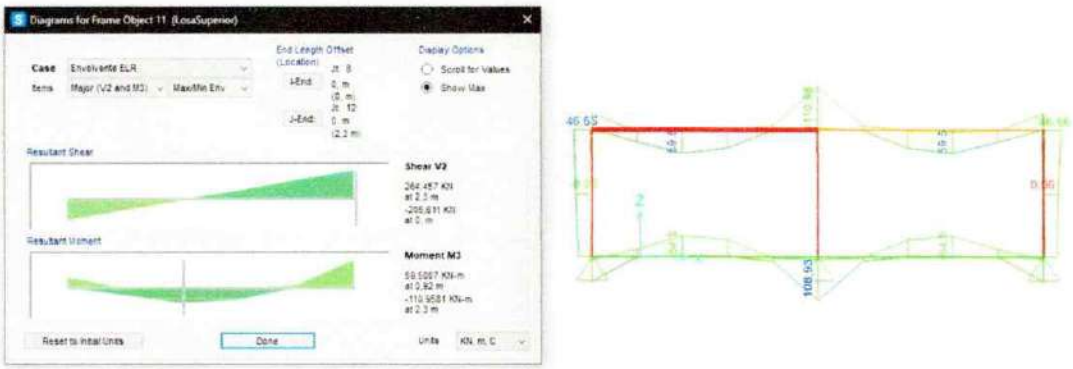
$$As_{min} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Para determinar la profundidad del bloque de esfuerzos debemos evaluar la siguiente ecuación:

$$a = \frac{(A_s \cdot f_y)}{0{,}85\, f'_c\, b}$$

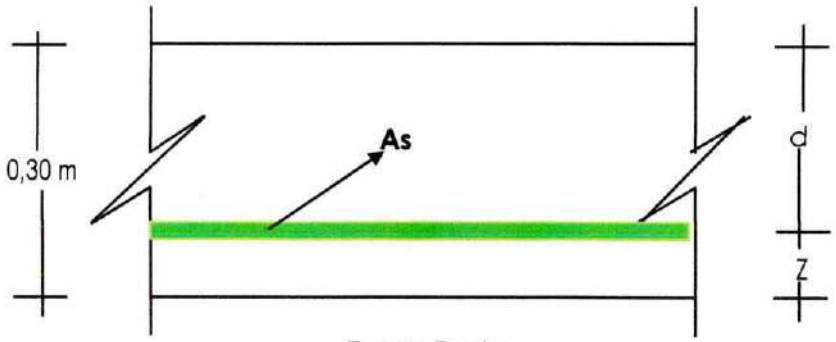
De acuerdo con la envolvente de Estado Limite de Resistencia I, se obtiene el valor de Momento Ultimo que se puede observar en la siguiente figura:

figura 14 – Valores de Momento Ultimo por ELR en Losa Superior



Fuente: Autor – Valores en KN-m

figura 15 – Acero positivo de refuerzo en losa superior



Fuente: Propia

Tabla 24 – Valores de Recubrimiento Mínimo de Acero

RECUBRIMIENTO PARA LAS ARMADURAS PRINCIPALES NO PROTEGIDAS	
Situación	**Recubrimiento (mm)**
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de losa del puente con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras Situaciones interiores * Hasta Barras N°11 * Barras N°14 y N°18	 40 50
Fondo de losas vaciadas In Situ * Hasta Barras N°11 * Barras N°14 y N°18	 25 50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de concreto armado * Ambientes no corrosivos * Ambientes corrosivos	 50 75
Pilotes prefabricados de concreto presforzado	50
Pilotes vaciados In Situ * Ambientes no corrosivos * Ambientes corrosivos - En General - Refuerzo protegido * Cáscaras * Concreto vaciado con bentonita, concreto vaciado por el sistema tremie o construcción con lechada	 50 75 75 50 75

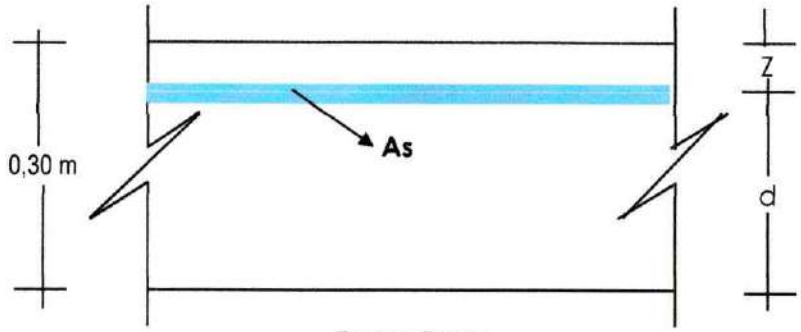
Fuente: (Tabla 5.12.3-1 de Norma CCP-14)

Tabla 25 – Calculo refuerzo positivo principal losa superior

CALCULO DEL ACERO EN LOSA SUPERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Número barra de acero a utilizar	-	5
Diametro de barra en Pulgadas	-	5/8
Diametro de barra en centimetros	-	1,59 cm
Area Barra de Acero	-	1,99 cm2
Altura total de losa Superior	H	30,00 cm
Longitud minima de recubrimiento	r	5,00 cm
Distancia desde la fibra extrema del concreto en tensión hasta punto donde se produce la deformación unitaria maxima del acero en tensión	z	5,80 cm
Longitud efectiva losa superior	d	24,20 cm
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	280,00 Kg/cm2
Resistencia a la fluencia del acero	Fy	4.200,00 Kg/cm2
Factor	m	17,65
Momento Ultimo por Estado Limite de Resistencia envolvente	**Mu**	**59,500 KN-m**
Factor de reducción de la resistencia	Ø	0,90
Momento Nominal	Mn	66,11 KN-m
Factor	K	1.128,85 KN/m2
Cuantia teorica de refuerzo	p	0,0028
Base de la losa superior	b	100,00 cm
Area de acero de refuerzo teorica	As	6,78 cm2
Area minima del acero de refuerzo	As-min	8,07 cm2
Area de refuerzo para diseño	**As-diseño**	**8,07 cm2**
Cantidad Teorica de Barras	**-**	**4,00**
Espaciamiento entre barras	**e**	**25,00 cm**
Profundidad del bloque de esfuerzos	a	1,42 cm
Factor de relación profundidad bloque rectangular de esfuerzos de compresión con el eje neutro	β_1	0,85
Distancia desde fibra de deformación unitaria maxima a compresión, hasta el eje neutro	c	1,68 cm
Deformación unitaria maxima en compresión	ε_c	0,003
Deformación unitaria maxima en tensión	ε_t	0,040
Tipo de sección		**Sección Ductil**

Fuente: Autor

figura 16 – Acero negativo de refuerzo en losa superior



Fuente: Propia

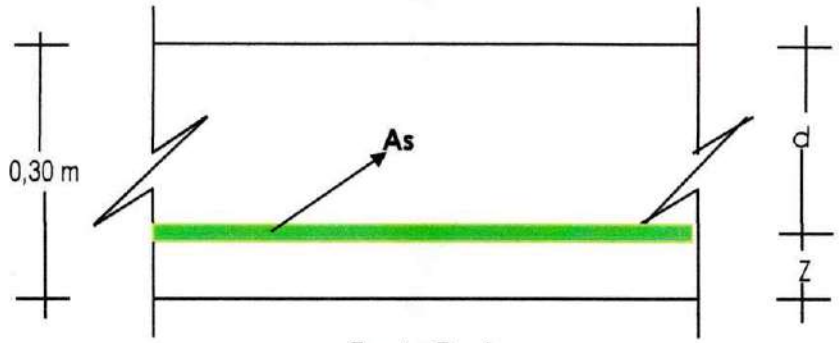
Tabla 26 – Calculo refuerzo negativo principal losa superior

CALCULO DEL ACERO EN LOSA SUPERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Número barra de acero a utilizar	-	5
Diametro de barra en Pulgadas	-	5/8
Diametro de barra en centimetros	-	1,59 cm
Area Barra de Acero	-	1,99 cm2
Altura total de losa Superior	H	30,00 cm
Longitud minima de recubrimiento	r	5,00 cm
Distancia desde la fibra extrema del concreto en tensión hasta punto donde se produce la deformación unitaria maxima del acero en tensión	z	5,80 cm
Longitud efectiva losa superior	d	24,20 cm
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	280,00 Kg/cm2
Resistencia a la fluencia del acero	Fy	4.200,00 Kg/cm2
Factor	m	17,65
Momento Ultimo por Estado Limite de Resistencia envolvente	**Mu**	**110,960 KN-m**
Factor de reducción de la resistencia	Ø	0,90
Momento Nominal	Mn	123,29 KN-m
Factor	K	2.105,22 KN/m2
Cuantia teorica de refuerzo	p	0,0053
Base de la losa superior	b	100,00 cm
Area de acero de refuerzo teorica	As	12,83 cm2
Area minima del acero de refuerzo	As-min	8,07 cm2
Area de refuerzo para diseño	**As-diseño**	**12,83 cm2**
Cantidad Teorica de Barras	**-**	**6,00**
Espaciamiento entre barras	**e**	**16,67 cm**

Profundidad del bloque de esfuerzos	a	2,26 cm
Factor de relación profundidad bloque rectangular de esfuerzos de compresión con el eje neutro	β_1	0,85
Distancia desde fibra de deformación unitaria maxima a compresión, hasta el eje neutro	c	2,66 cm
Deformación unitaria maxima en compresión	ε_c	0,003
Deformación unitaria maxima en tensión	ε_t	0,024
Tipo de sección		**Sección Ductil**

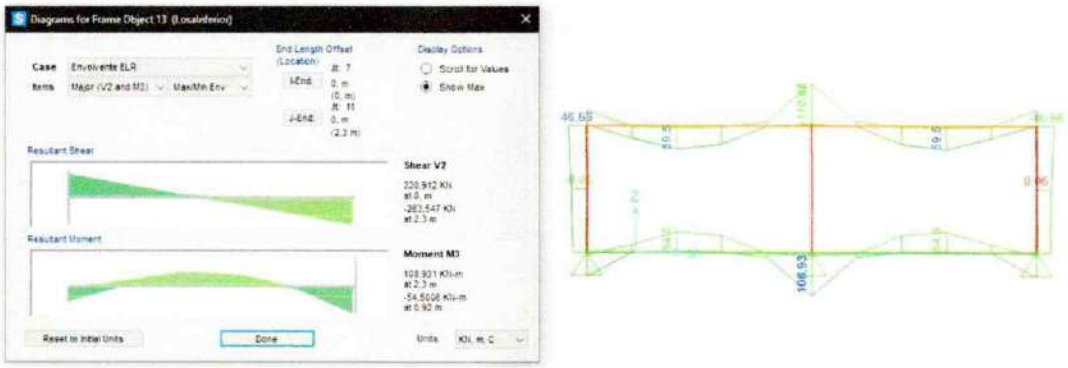
Fuente: Autor

figura 17 – Acero positivo de refuerzo en losa inferior



Fuente: Propia

figura 18 – Valores de Momento Ultimo por ELR en losa inferior



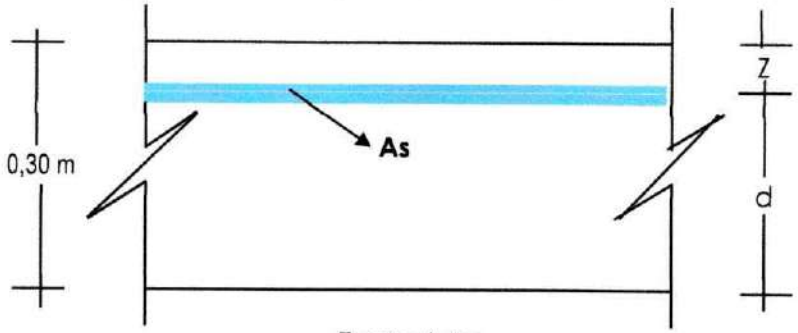
Fuente: Autor – Valores en KN-m

Tabla 27 – Calculo refuerzo positivo principal en losa inferior

CALCULO DEL ACERO EN LOSA INFERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Número barra de acero a utilizar	-	5
Diametro de barra en Pulgadas	-	5/8
Diametro de barra en centimetros	-	1,59 cm
Area Barra de Acero	-	1,99 cm2
Altura total de losa Inferior	H	30,00 cm
Longitud minima de recubrimiento	r	5,00 cm
Distancia desde la fibra extrema del concreto en tensión hasta punto donde se produce la deformación unitaria maxima del acero en tensión	z	5,80 cm
Longitud efectiva losa inferior	d	24,20 cm
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	280,00 Kg/cm2
Resistencia a la fluencia del acero	Fy	4.200,00 Kg/cm2
Factor	m	17,65
Momento Ultimo por Estado Limite de Resistencia envolvente	**Mu**	**108,930 KN-m**
Factor de reducción de la resistencia	Ø	0,90
Momento Nominal	Mn	121,03 KN-m
Factor	K	2.066,63 KN/m2
Cuantia teorica de refuerzo	p	0,0052
Base de la losa inferior	b	100,00 cm
Area de acero de refuerzo teorica	As	12,58 cm2
Area minima del acero de refuerzo	As-min	8,07 cm2
Area de refuerzo para diseño	**As-diseño**	**12,58 cm2**
Cantidad Teorica de Barras	**-**	**6,00**
Espaciamiento entre barras	**e**	**16,67 cm**
Profundidad del bloque de esfuerzos	a	2,22 cm
Factor de relación profundidad bloque rectangular de esfuerzos de compresión con el eje neutro	β_1	0,85
Distancia desde fibra de deformación unitaria maxima a compresión, hasta el eje neutro	c	2,61 cm
Deformación unitaria maxima en compresión	ε_c	0,003
Deformación unitaria maxima en tensión	ε_t	0,025
Tipo de sección		**Sección Ductil**

Fuente: Autor

figura 19 – Acero negativo de refuerzo en losa inferior



Fuente: Autor

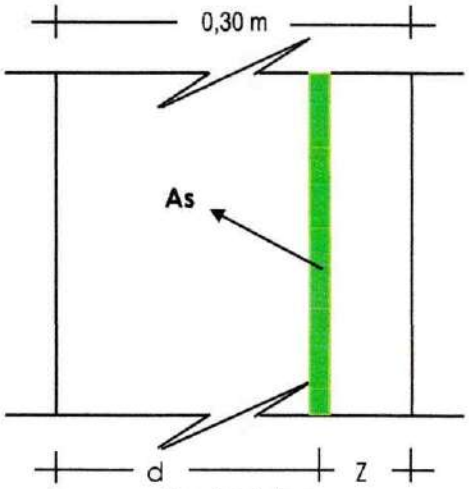
Tabla 28 – Calculo refuerzo negativo principal en losa inferior

CALCULO DEL ACERO EN LOSA INFERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Número barra de acero a utilizar	-	5
Diametro de barra en Pulgadas	-	5/8
Diametro de barra en centimetros	-	1,59 cm
Area Barra de Acero	-	1,99 cm2
Altura total de losa Inferior	H	30,00 cm
Longitud minima de recubrimiento	r	5,00 cm
Distancia desde la fibra extrema del concreto en tensión hasta punto donde se produce la deformación unitaria maxima del acero en tensión	z	5,80 cm
Longitud efectiva losa inferior	d	24,20 cm
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	280,00 Kg/cm2
Resistencia a la fluencia del acero	Fy	4.200,00 Kg/cm2
Factor	m	17,65
Momento Ultimo por Estado Limite de Resistencia envolvente	**Mu**	**54,500 KN-m**
Factor de reducción de la resistencia	Ø	0,90
Momento Nominal	Mn	60,56 KN-m
Factor	K	1.034,08 KN/m2
Cuantia teorica de refuerzo	p	0,0025
Base de la losa inferior	b	100,00 cm
Area de acero de refuerzo teorica	As	6,05 cm2
Area minima del acero de refuerzo	As-min	8,07 cm2
Area de refuerzo para diseño	**As-diseño**	**8,07 cm2**
Cantidad Teorica de Barras	**-**	**4,00**
Espaciamiento entre barras	**e**	**25,00 cm**

Profundidad del bloque de esfuerzos	a	1,42 cm
Factor de relación profundidad bloque rectangular de esfuerzos de compresión con el eje neutro	β_1	0,85
Distancia desde fibra de deformación unitaria maxima a compresión, hasta el eje neutro	c	1,68 cm
Deformación unitaria maxima en compresión	ε_c	0,003
Deformación unitaria maxima en tensión	ε_t	0,040
Tipo de sección		**Sección Ductil**

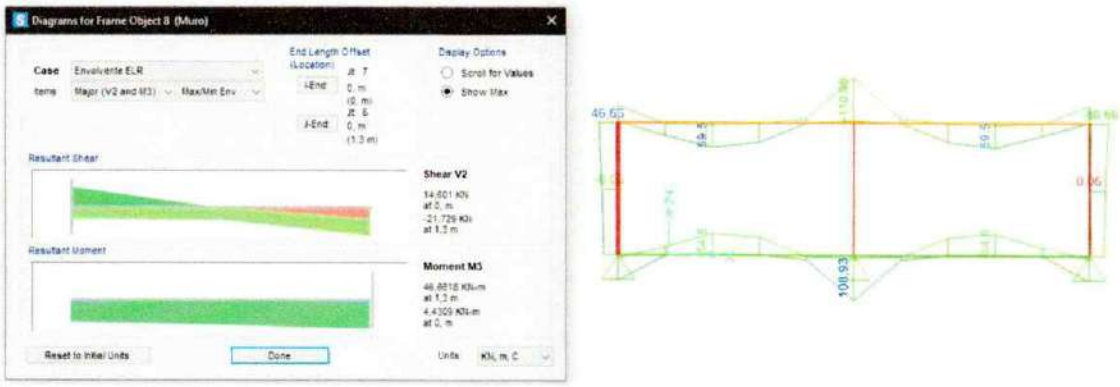
Fuente: Autor

figura 20 – Acero Positivo de refuerzo en muros laterales



Fuente: Autor

figura 21 – Valores de Momento Ultimo por ELR en Muros Laterales



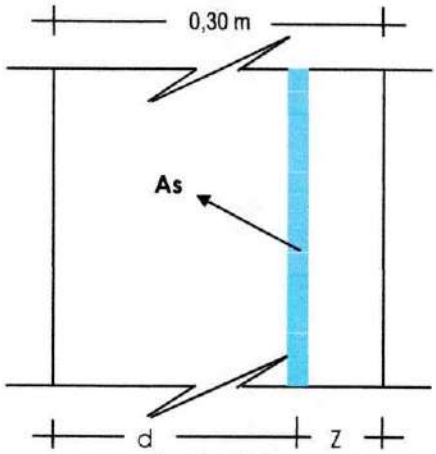
Fuente: Autor

Tabla 29 – Calculo refuerzo positivo principal en muros laterales

CALCULO DEL ACERO EN MUROS LATERALES		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Número barra de acero a utilizar	-	5
Diametro de barra en Pulgadas	-	5/8
Diametro de barra en centimetros	-	1,59 cm
Area Barra de Acero	-	1,99 cm2
Espesor Total del Muro	H	30,00 cm
Longitud minima de recubrimiento	r	5,00 cm
Distancia desde la fibra extrema del concreto en tensión hasta punto donde se produce la deformación unitaria maxima del acero en tensión	z	5,80 cm
Longitud efectiva del muro	d	24,20 cm
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	280,00 Kg/cm2
Resistencia a la fluencia del acero	Fy	4.200,00 Kg/cm2
Factor	m	17,65
Momento Ultimo por Estado Limite de Resistencia envolvente	**Mu**	**46,660 KN-m**
Factor de reducción de la resistencia	Ø	0,90
Momento Nominal	Mn	51,84 KN-m
Factor	K	885,19 KN/m2
Cuantia teorica de refuerzo	p	0,0021
Base del muro	b	100,00 cm
Area de acero de refuerzo teorica	As	5,08 cm2
Area minima del acero de refuerzo	As-min	8,07 cm2
Area de refuerzo para diseño	**As-diseño**	**8,07 cm2**
Cantidad Teorica de Barras	**-**	**4,00**
Espaciamiento entre barras	**e**	**25,00 cm**
Profundidad del bloque de esfuerzos	a	1,42 cm
Factor de relación profundidad bloque rectangular de esfuerzos de compresión con el eje neutro	β_1	0,85
Distancia desde fibra de deformación unitaria maxima a compresión, hasta el eje neutro	c	1,68 cm
Deformación unitaria maxima en compresión	ε_c	0,003
Deformación unitaria maxima en tensión	ε_t	0,040
Tipo de sección		**Sección Ductil**

Fuente: Autor

figura 22 – Acero negativo de refuerzo en muros laterales



Fuente: Autor

Tabla 30 – Calculo refuerzo negativo principal en muros laterales

CALCULO DEL ACERO EN MUROS LATERALES		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Número barra de acero a utilizar	-	5
Diametro de barra en Pulgadas	-	5/8
Diametro de barra en centimetros	-	1,59 cm
Area Barra de Acero	-	1,99 cm2
Espesor Total del Muro	H	30,00 cm
Longitud minima de recubrimiento	r	5,00 cm
Distancia desde la fibra extrema del concreto en tensión hasta punto donde se produce la deformación unitaria maxima del acero en tensión	z	5,80 cm
Longitud efectiva del muro	d	24,20 cm
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	280,00 Kg/cm2
Resistencia a la fluencia del acero	Fy	4.200,00 Kg/cm2
Factor	m	17,65
Momento Ultimo por Estado Limite de Resistencia envolvente	**Mu**	**26,760 KN-m**
Factor de reducción de la resistencia	Ø	0,90
Momento Nominal	Mn	29,73 KN-m
Factor	K	507,65 KN/m2
Cuantia teorica de refuerzo	p	0,0012
Base del muro	b	100,00 cm
Area de acero de refuerzo teorica	As	2,90 cm2
Area minima del acero de refuerzo	As-min	8,07 cm2

Area de refuerzo para diseño	**As-diseño**	**8,07 cm2**
Cantidad Teorica de Barras	**-**	**4,00**
Espaciamiento entre barras	**e**	**25,00 cm**
Profundidad del bloque de esfuerzos	a	1,42 cm
Factor de relación profundidad bloque rectangular de esfuerzos de compresión con el eje neutro	β_1	0,85
Distancia desde fibra de deformación unitaria maxima a compresión, hasta el eje neutro	c	1,68 cm
Deformación unitaria maxima en compresión	ε_c	0,003
Deformación unitaria maxima en tensión	ε_t	0,040
Tipo de sección		**Sección Ductil**

Fuente: Autor

4.4 EVALUACIÓN MOMENTO DE AGRIETAMIENTO

De acuerdo con diferentes literaturas, se dice que el concreto resiste a tracción solo una porción de lo que resiste a compresión, es por esto que en elementos sometidos a flexión es necesario disponer un acero de refuerzo en las zonas traccionadas del mismo, de no ser así se alcanzaría la falla en el concreto mucho antes de que se alcance la resistencia máxima del concreto en la zona comprimida, es decir se obtendría una falla frágil.

En resumidas palabras desde el análisis de flexión en una viga o losa de concreto reforzado hay una sección transversal en la cual actúa un momento máximo debido a unos efectos externos. Pero también en esa sección transversal hay un punto en el diagrama de esfuerzos - deformaciones en el cual se empieza a fisurar el concreto sometido a fuerzas de tracción. En ese instante hay actuando un momento de fisuración o agrietamiento M_{cr} que sirve para el cálculo de deflexiones.

Por otra parte, el numeral C5.7.3.3.2 de la Norma CCP-14 expone que con las disposiciones del refuerzo mínimo se pretende reducir la probabilidad de una falla frágil al proporcionar una capacidad a flexión mayor que el momento de fisuración.

El ensayo de un gran número de miembros levemente reforzados y preesforzados en la Universidad de Illinois demostraron que pueden alcanzarse importantes desplazamientos inelásticos y ninguna de las vigas ensayadas fallo sin grandes deformaciones de advertencia (Freyermuth and Alami, 1997).

Si estos experimentos hubiesen sido ejecutados con control de carga, un número de especímenes hubiese fallado sin alerta alguna porque la resistencia última (Incluyendo los efectos de endurecimiento por deformación) fue menor que la resistencia de fisuración. Con base en esta observación, debería usarse la resistencia última en lugar de la resistencia nominal como la verdadera medida de respuesta frágil.

La relación entre el esfuerzo de fluencia del acero y el esfuerzo último (γ_3) se aproxima suficientemente de la resistencia nominal a última, para miembros de concreto ligeramente reforzados.

Las fuentes de variabilidad en el cálculo de momento y la resistencia de fisuración son apropiadamente mayoradas (Holombo and Tadros, 2009). El factor aplicado al módulo de rotura (γ_1) es mayor que el factor aplicado a la cantidad de preesfuerzo (γ_2) para tener en cuenta la mayor variabilidad.

Por lo anteriormente expuesto el numeral 5.7.3.3.2 de la Norma de diseño de Puentes CCP-14, define que, a cualquier sección no controlada por compresión de un elemento a flexión, la cantidad de refuerzo a tracción preesforzado y convencional debe ser adecuado para desarrollar una resistencia mayorada a flexión, por lo menos igual a:

- $M_{cr} = 1{,}33M_u$
- $M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) \gamma_1 S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$

Donde:

M_{cr} Momento de agrietamiento o rotura
γ_1 Factor de variación de la fisuración por flexión
f_r Módulo de rotura
γ_3 Relación entre resistencia a la fluencia y resistencia ultima a tracción
γ_2 Factor de variación del preesfuerzo
f_{cpe} Esfuerzo de compresión en el concreto debido solo a las fuerzas efectivas de preesfuerzos (después de considerar todas las pérdidas de preesfuerzo) en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas (MPa)
S_c Módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas (mm^3)
M_u Momento ultimo de diseño
M_{dnc} Momento total no mayorado de carga muerta que actúa sobre una sección monolítica o no compuesta (KN-m)
S_{nc} Módulo de sección para la fibra extrema de una sección monolítica o no compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas externas (mm^3)

Para determinar el módulo de rotura, se tendrá en cuenta lo expresado en el numeral 5.4.2.6 de la Norma de Diseño de Puentes CCP-14 para resistencias especificadas del concreto de hasta 100 MPa.

- Para concreto de peso normal

$$f_r = 2{,}01\sqrt{f'_c}$$

Donde:

f_r Módulo de rotura
f'_c Resistencia a la compresión del concreto

Tabla 31 – Calculo Momento positivo de Agrietamiento en losa superior

EVALUACIÓN MOMENTO DE AGRIETAMIENTO EN LOSA SUPERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	280,00 Kg/cm2
Módulo de rotura	Fr	33,63 Kg/cm2
Base de la sección	b	100,00 cm
Altura de la sección	H	30,00 cm
Modulo de la sección	Sc	15.000,00 cm3
Momento Ultimo por envolvente de Estado Limite de Resistencia	**Mu**	**59,50 KN-m**
Momento ultimo de diseño	Mu	606.900,00 Kg-cm
Momento de Agrietamiento o rotura	Mcr	554.956,60 Kg-cm
Cumple Momento de Rotura		

Fuente: Autor

Tabla 32 – Calculo Momento negativo de Agrietamiento en losa superior

EVALUACIÓN MOMENTO DE AGRIETAMIENTO EN LOSA SUPERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	280,00 Kg/cm2
Módulo de rotura	Fr	33,63 Kg/cm2
Base de la sección	b	100,00 cm
Altura de la sección	H	30,00 cm
Modulo de la sección	Sc	15.000,00 cm3
Momento Ultimo por envolvente de Estado Limite de Resistencia	**Mu**	**110,96 KN-m**
Momento ultimo de diseño	Mu	1.131.792,00 Kg-cm
Momento de Agrietamiento o rotura	Mcr	554.956,60 Kg-cm
Cumple Momento de Rotura		

Fuente: Autor

Tabla 33 – Calculo Momento positivo de Agrietamiento en losa inferior

EVALUACIÓN MOMENTO DE AGRIETAMIENTO EN LOSA INFERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	280,00 Kg/cm2
Módulo de rotura	Fr	33,63 Kg/cm2
Base de la sección	b	100,00 cm
Altura de la sección	H	30,00 cm
Modulo de la sección	Sc	15.000,00 cm3
Momento Ultimo por envolvente de Estado Limite de Resistencia	**Mu**	**108,93 KN-m**
Momento ultimo de diseño	M_u	1.111.086,00 Kg-cm
Momento de Agrietamiento o rotura	M_{cr}	554.956,60 Kg-cm
Cumple Momento de Rotura		

Fuente: Autor

Tabla 34 – Calculo Momento negativo de Agrietamiento en losa inferior

EVALUACIÓN MOMENTO DE AGRIETAMIENTO EN LOSA INFERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	280,00 Kg/cm2
Módulo de rotura	Fr	33,63 Kg/cm2
Base de la sección	b	100,00 cm
Altura de la sección	H	30,00 cm
Modulo de la sección	Sc	15.000,00 cm3
Momento Ultimo por envolvente de Estado Limite de Resistencia	**Mu**	**54,50 KN-m**
Momento ultimo de diseño	M_u	555.900,00 Kg-cm
Momento de Agrietamiento o rotura	M_{cr}	554.956,60 Kg-cm
Cumple Momento de Rotura		

Fuente: Autor

Tabla 35 – Calculo Momento positivo de Agrietamiento en Muros Laterales

EVALUACIÓN MOMENTO DE AGRIETAMIENTO EN MUROS LATERALES		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	280,00 Kg/cm2
Módulo de rotura	Fr	33,63 Kg/cm2
Base de la sección	b	100,00 cm
Altura de la sección	H	30,00 cm
Modulo de la sección	Sc	15.000,00 cm3
Momento Ultimo por envolvente de Estado Limite de Resistencia	**Mu**	**46,66 KN-m**
Momento ultimo de diseño	Mu	475.932,00 Kg-cm
Momento de Agrietamiento o rotura	Mcr	554.956,60 Kg-cm
Las solicitaciones de momento son bajas para alcanzar sección agrietada		

Fuente: Autor

Tabla 36 – Calculo Momento negativo de Agrietamiento en Muros Laterales

EVALUACIÓN MOMENTO DE AGRIETAMIENTO EN MUROS LATERALES		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	280,00 Kg/cm2
Módulo de rotura	Fr	33,63 Kg/cm2
Base de la sección	b	100,00 cm
Altura de la sección	H	30,00 cm
Modulo de la sección	Sc	15.000,00 cm3
Momento Ultimo por envolvente de Estado Limite de Resistencia	**Mu**	**26,76 KN-m**
Momento ultimo de diseño	Mu	272.952,00 Kg-cm
Momento de Agrietamiento o rotura	Mcr	363.026,16 Kg-cm
Las solicitaciones de momento son bajas para alcanzar sección agrietada		

Fuente: Autor

De acuerdo con el cálculo realizado anteriormente, la separación del acero de refuerzo es satisfactoria por flexión.

4.5 CONTROL DE AGRIETAMIENTO POR MEDIO DE LA DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO

De acuerdo como lo menciona el numeral C5.7.3.4 de la norma de diseño de Puentes CCP-14, todos los miembros de concreto reforzado están sujetos a agrietamiento bajo cualquier condición de carga, incluyendo efectos térmicos y restricciones a la deformación, las cuales producen tracción en la sección bruta, en exceso de la resistencia a agrietamiento del concreto.

El ancho de grieta está inherentemente sujeta a una amplia dispersión, inclusive en trabajos cuidadosos de laboratorio y está influenciada por retracción y otros efectos función del tiempo.

Deberían tomarse medidas para detallar el refuerzo que permita controlar el agrietamiento. Desde el punto de vista de la apariencia, es preferible muchas grietas finas que pocas grietas anchas ya que se obtiene un mejor control de agrietamiento cuando el acero de refuerzo está bien distribuido sobre la zona de máxima tracción en el concreto. Varias barras con espaciamiento moderado son más efectivas para controlar el agrietamiento que una barra de área equivalente.

Un extenso trabajo de laboratorio que involucra barras corrugadas de refuerzo ha confirmado que el ancho de grieta en el estado limite de servicio es proporcional al esfuerzo del acero. Sin embargo, se encontró que las variables significativas que reflejan el detallado del acero son:

- El espesor del recubrimiento de concreto
- Espaciamiento del refuerzo

$$s \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

En la cual

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

$$f_{ss} = \frac{M_s}{J_d A_s}$$

Donde:

s	Espaciamiento del refuerzo
γ_e	Factor de exposición
β_s	Relación entre la deformación unitaria a flexión en la cara extrema a tracción y la deformación unitaria en el centroide de la capa de refuerzo más cercana a la cara de tracción
f_{ss}	Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio
d_c	Espesor de recubrimiento del concreto desde fibra extrema en tracción, hasta centro del refuerzo de flexión más cercano
h	Espesor total o profundidad de elemento
M_s	Momento flector envolvente estado límite de servicio I
J_d	Brazo entre fuerzas de tracción y compresión

Se espera que las ecuaciones mostradas anteriormente proporcionen una distribución del acero que controle el agrietamiento por flexión. La ecuación se basa en un modelo físico de agrietamiento (Frosch, 2001), en lugar del modelo estadístico usado anteriormente.

La ecuación ha sido formulada de forma tal que enfatiza la distribución del acero de refuerzo, es decir, que limita el espaciamiento de las barras, en lugar del ancho de la grieta. Aún más, se ha mostrado que el modelo

físico de agrietamiento proporciona una valoración más realista de los espesores de grieta para recubrimientos de concreto mayores.

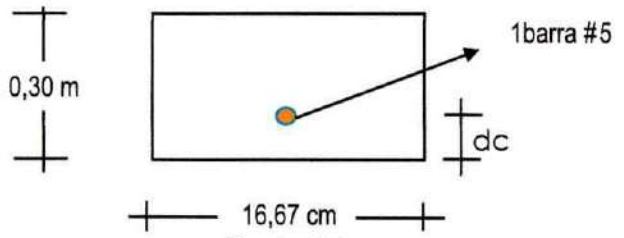
Dicha ecuación con condiciones de exposición clase 1 se basa en un ancho de grieta supuesta de 0,40 mm. Investigaciones anteriores indican que puede haber poca o ninguna correlación entre el espesor de la grieta y la corrosión. Sin embargo, las diferentes clases de condiciones de exposición se han definido así para proporcionar flexibilidad en la aplicación de estas disposiciones, de manera que se pueda cumplir con las necesidades de la autoridad competente. Puede tomarse la condición de exposición clase 1 como un límite superior con respecto al espesor de grieta por apariencia y corrosión.

Las áreas que la autoridad competente pueden considerar para la condición de exposición Clase 2 incluyen tableros y subestructuras expuestos al agua. El espesor de grieta es directamente proporcional al factor de exposición γ_e, por ende, si la autoridad competente desea un espesor alternativo de grieta, puede ajustarse directamente el factor γ_e. Por ejemplo, un factor γ_e de 0,5 resultaría en un espesor de grieta de aproximadamente 0.2 mm.

Cuando los miembros se exponen a ambientes agresivos de corrosión, puede proporcionarse protección adicional a la provista al satisfacer dicha ecuación, disminuyendo la permeabilidad del concreto y/o impermeabilizando la superficie expuesta.

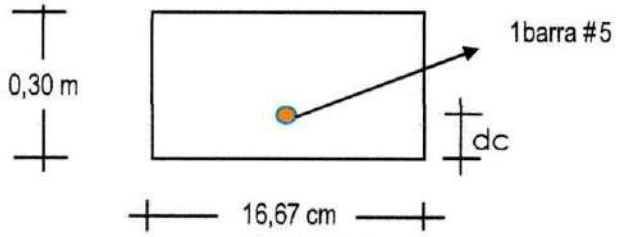
El factor β_s, es una relación geométrica entre el ancho de grieta en la cara a tracción dividido por el ancho de grieta en el nivel del refuerzo, se ha incorporado en la ecuación básica de control de agrietamiento con el fin de proporcionar uniformidad de aplicación para profundidades de miembros a flexión desde losas delgadas en alcantarillas en cajón, hasta dados profundos de pilas y cimentaciones gruesas.

figura 23 – Sección agrietada en franja de Losa Superior



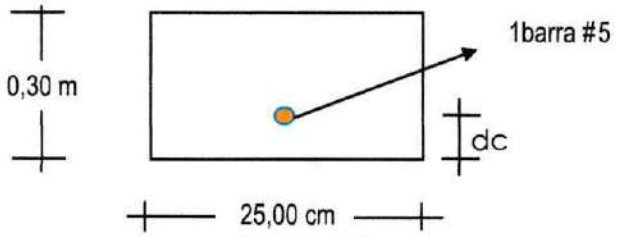
Fuente: Autor

figura 24 – Sección agrietada en franja de Losa Inferior



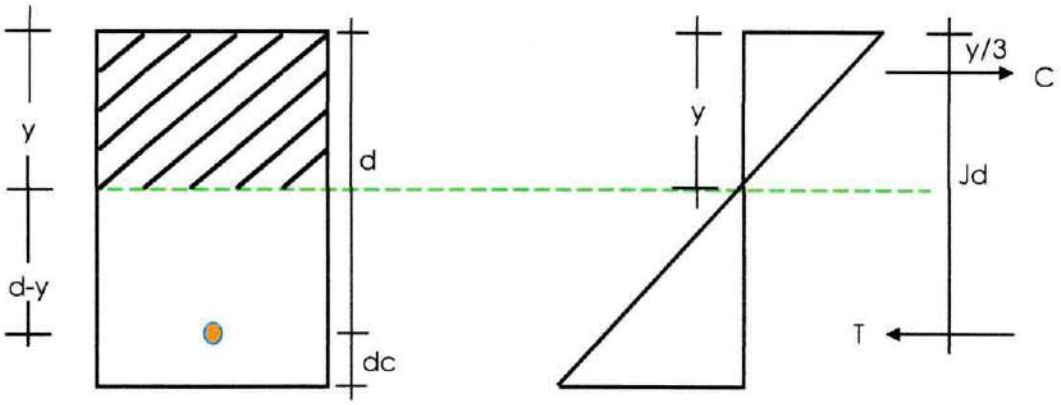
Fuente: Autor

figura 25 – Sección agrietada en franja de Muros Laterales



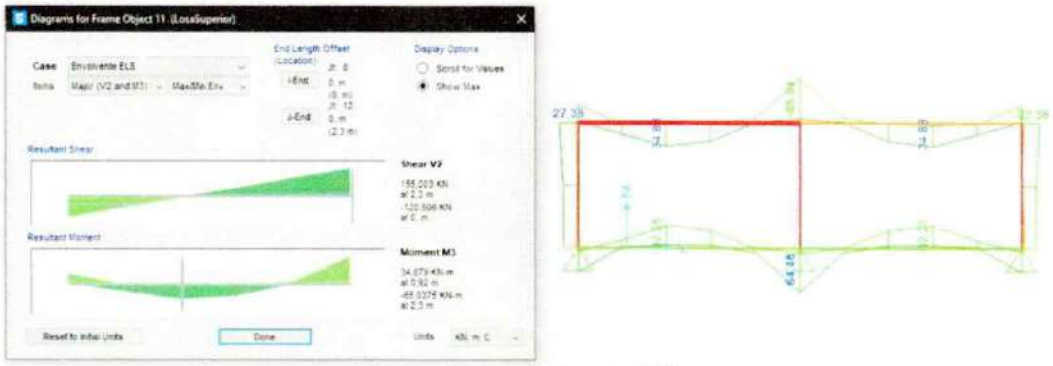
Fuente: Autor

figura 26 – Sección transformada



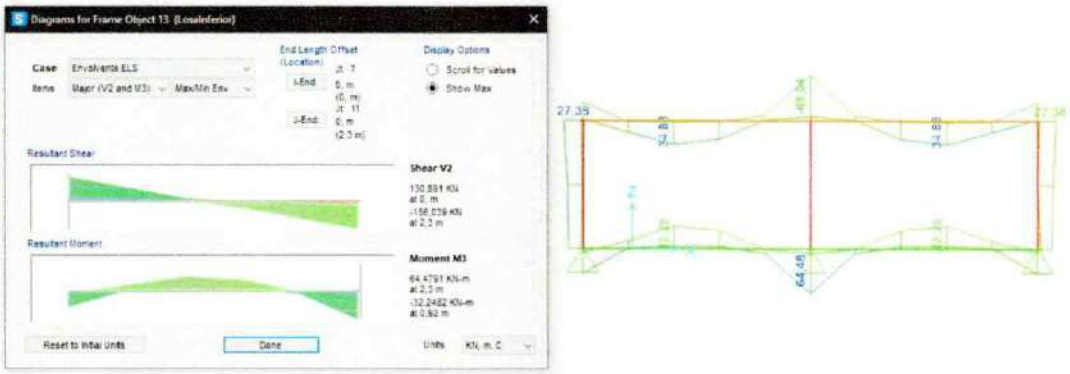
Fuente: Autor

figura 27 – Diagrama de Momentos Envolvente ELS en losa superior



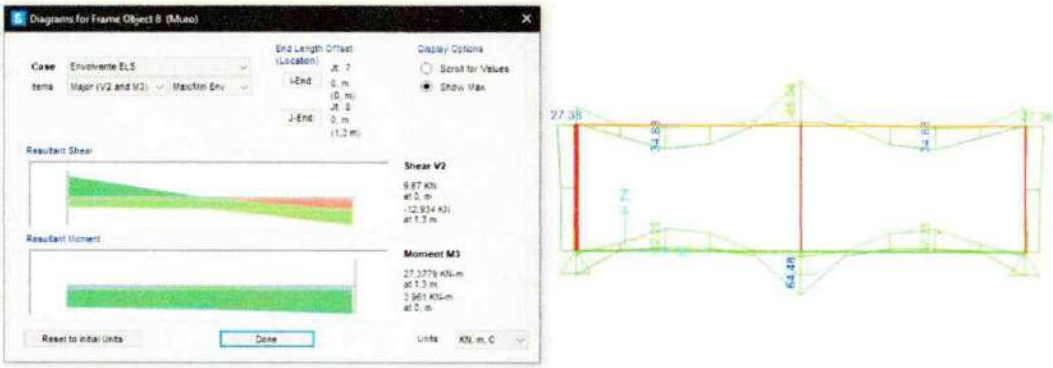
Fuente: Autor – Valores en KN-m

figura 28 – Diagrama de Momentos Envolventes ELS en Losa Inferior



Fuente: Autor – Valores en KN-m

figura 29 – Diagrama de Momentos Envolventes ELS en Muros Laterales



Fuente: Autor – Valores en KN-m

Tabla 37 – Control de agrietamiento por distribución de refuerzo positivo en Losa Superior

CONTROL DE AGRIETAMIENTO POR DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO EN LOSA SUPERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Momento Envolvente Estado Limite de Servicio	**Ms**	**34,880 KN-m**
Momento flector en el estado limite de servicio I	Ms	355.776,00 Kg-cm/cm
Diametro de la barra	-	1,59 cm
Area de barra de acero	As	1,99 cm2
Ancho de franja	Af	25,00 cm
Ancho efectivo	Ae	23,41 cm
Momento Actuante en ancho de franja	Ms	8.328.716,16 Kg-cm
Espesor de recubrimiento	dc	5,80 cm
Modulo de elasticidad del acero	Es	200.000,00 MPa
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	28,00 MPa
Modulo de elasticidad del concreto	Ec	25.399,21 MPa
Parametros de relación entre modulos de elasticidad	n	8
Area de acero transformada	Ast	15,92 cm2
Peralte de la losa	d	24,20 cm
Distancia desde eje neutro hasta fibra extrema en compresión	**y**	**4,95 cm**
Valores de igualación a cero		0,00 mm
Evaluación valor de " y " calculado		Valor correcto
Altura Total de la losa superior	H	30,00 cm
Brazo ente las fuerzas de tracción y compresión	Jd	22,55 cm
Factor de exposición clase 1	ye	0,75
Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo	fss	2.520,00 Kg/cm2
Relación entre la deformación unitaria a flexión en la cara extrema a tracción y la deformación unitaria en el centroide de la capa de refuerzo más cercana a la cara de tracción	βs	1,34
Espaciamiento teorico del refuerzo para control de agrietamiento	s	16,11 cm
reduzca separación a 16 cm para obtener un correcto control de agrietamiento		

Fuente: Autor

Tabla 38 – Control de agrietamiento por distribución de refuerzo negativo en Losa Superior

CONTROL DE AGRIETAMIENTO POR DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO EN LOSA SUPERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Momento Envolvente Estado Limite de Servicio	**Ms**	**65,040 KN-m**
Momento flector en el estado limite de servicio I	Ms	663.408,00 Kg-cm/cm
Diametro de la barra	-	1,59 cm
Area de barra de acero	As	1,99 cm2
Ancho de franja	Af	16,67 cm
Ancho efectivo	Ae	15,08 cm
Momento Actuante en ancho de franja	Ms	10.004.192,64 Kg-cm
Espesor de recubrimiento	dc	5,80 cm
Modulo de elasticidad del acero	Es	200.000,00 MPa
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	28,00 MPa
Modulo de elasticidad del concreto	Ec	25.399,21 MPa
Parametros de relación entre modulos de elasticidad	n	8
Area de acero transformada	Ast	15,92 cm2
Peralte de la losa	d	24,20 cm
Distancia desde eje neutro hasta fibra extrema en compresión	**y**	**5,91 cm**
Valores de igualación a cero		0,00 mm
Evaluación valor de " y " calculado		Valor correcto
Altura Total de la losa superior	H	30,00 cm
Brazo ente las fuerzas de tracción y compresión	Jd	22,23 cm
Factor de exposición clase 1	γ_e	0,75
Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo	f_{ss}	2.520,00 Kg/cm2
Relación entre la deformación unitaria a flexión en la cara extrema a tracción y la deformación unitaria en el centroide de la capa de refuerzo más cercana a la cara de tracción	β_s	1,34
Espaciamiento teorico del refuerzo para control de agrietamiento	s	16,11 cm
reduzca separación a 16 cm para obtener un correcto control de agrietamiento		

Fuente: Autor

Tabla 39 – Control de agrietamiento por distribución del refuerzo positivo en Losa inferior

CONTROL DE AGRIETAMIENTO POR DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO EN LOSA INFERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Momento Envolvente Estado Limite de Servicio	**Ms**	**64,480 KN-m**
Momento flector en el estado limite de servicio I	Ms	657.696,00 Kg-cm/cm
Diametro de la barra	-	1,59 cm
Area de barra de acero	As	1,99 cm2
Ancho de franja	Af	16,67 cm
Ancho efectivo	Ae	15,08 cm
Momento Actuante en ancho de franja	Ms	9.918.055,68 Kg-cm
Espesor de recubrimiento	dc	5,80 cm
Modulo de elasticidad del acero	Es	200.000,00 MPa
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	28,00 MPa
Modulo de elasticidad del concreto	Ec	25.399,21 MPa
Parametros de relación entre modulos de elasticidad	n	8
Area de acero transformada	Ast	15,92 cm2
Peralte de la losa	d	24,20 cm
Distancia desde eje neutro hasta fibra extrema en compresión	**y**	**5,91 cm**
Valores de igualación a cero		0,00 mm
Evaluación valor de " y " calculado		Valor correcto
Altura Total de la losa inferior	H	30,00 cm
Brazo ente las fuerzas de tracción y compresión	Jd	22,23 cm
Factor de exposición clase 1	γ_e	0,75
Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo	f_{ss}	2.520,00 Kg/cm2
Relación entre la deformación unitaria a flexión en la cara extrema a tracción y la deformación unitaria en el centroide de la capa de refuerzo más cercana a la cara de tracción	β_s	1,34
Espaciamiento teorico del refuerzo para control de agrietamiento	s	16,11 cm
reduzca separación a 16 cm para obtener un correcto control de agrietamiento		

Fuente: Autor

Tabla 40 – Control de agrietamiento por distribución del refuerzo negativo en Losa inferior

CONTROL DE AGRIETAMIENTO POR DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO EN LOSA INFERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Momento Envolvente Estado Limite de Servicio	**Ms**	**32,240 KN-m**
Momento flector en el estado limite de servicio I	Ms	328.848,00 Kg-cm/cm
Diametro de la barra	-	1,59 cm
Area de barra de acero	As	1,99 cm2
Ancho de franja	Af	25,00 cm
Ancho efectivo	Ae	23,41 cm
Momento Actuante en ancho de franja	Ms	7.698.331,68 Kg-cm
Espesor de recubrimiento	dc	5,80 cm
Modulo de elasticidad del acero	Es	200.000,00 MPa
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	28,00 MPa
Modulo de elasticidad del concreto	Ec	25.399,21 MPa
Parametros de relación entre modulos de elasticidad	n	8
Area de acero transformada	Ast	15,92 cm2
Peralte de la losa	d	24,20 cm
Distancia desde eje neutro hasta fibra extrema en compresión	**y**	**4,95 cm**
Valores de igualación a cero		0,00 mm
Evaluación valor de " y " calculado		Valor correcto
Altura Total de la losa inferior	H	30,00 cm
Brazo ente las fuerzas de tracción y compresión	Jd	22,55 cm
Factor de exposición clase 1	γ_e	0,75
Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo	f_{ss}	2.520,00 Kg/cm2
Relación entre la deformación unitaria a flexión en la cara extrema a tracción y la deformación unitaria en el centroide de la capa de refuerzo más cercana a la cara de tracción	β_s	1,34
Espaciamiento teorico del refuerzo para control de agrietamiento	s	16,11 cm
reduzca separación a 16 cm para obtener un correcto control de agrietamiento		

Fuente: Autor

Tabla 41 – Control de Agrietamiento por distribución del refuerzo positivo en Muros Laterales

CONTROL DE AGRIETAMIENTO POR DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO EN MUROS LATERALES		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Momento Envolvente Estado Limite de Servicio	**Ms**	**27,380 KN-m**
Momento flector en el estado limite de servicio I	Ms	279.276,00 Kg-cm/cm
Diametro de la barra	-	1,59 cm
Area de barra de acero	As	1,99 cm2
Ancho de franja	Af	25,00 cm
Ancho efectivo	Ae	23,41 cm
Momento Actuante en ancho de franja	Ms	6.537.851,16 Kg-cm
Espesor de recubrimiento	dc	5,80 cm
Modulo de elasticidad del acero	Es	200.000,00 MPa
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	28,00 MPa
Modulo de elasticidad del concreto	Ec	25.399,21 MPa
Parametros de relación entre modulos de elasticidad	n	8
Area de acero transformada	Ast	15,92 cm2
Longitud efectiva del muro	d	24,20 cm
Distancia desde eje neutro hasta fibra extrema en compresión	**y**	**4,95 cm**
Valores de igualación a cero		0,00 mm
Evaluación valor de " y " calculado		Valor correcto
Espesor total del muro	H	30,00 cm
Brazo ente las fuerzas de tracción y compresión	Jd	22,55 cm
Factor de exposición clase 1	γ_e	0,75
Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo	f_{ss}	2.520,00 Kg/cm2
Relación entre la deformación unitaria a flexión en la cara extrema a tracción y la deformación unitaria en el centroide de la capa de refuerzo más cercana a la cara de tracción	β_s	1,34
Espaciamiento teorico del refuerzo para control de agrietamiento	s	16,11 cm
reduzca separación a 16 cm para obtener un correcto control de agrietamiento		

Fuente: Autor

Tabla 42 – Control de Agrietamiento por distribución del refuerzo negativo en Muros Laterales

CONTROL DE AGRIETAMIENTO POR DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO EN MUROS LATERALES		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Momento Envolvente Estado Limite de Servicio	**Ms**	**18,210 KN-m**
Momento flector en el estado limite de servicio I	Ms	185.742,00 Kg-cm/cm
Diametro de la barra	-	1,59 cm
Area de barra de acero	As	1,99 cm2
Ancho de franja	Af	25,00 cm
Ancho efectivo	Ae	23,41 cm
Momento Actuante en ancho de franja	Ms	4.348.220,22 Kg-cm
Espesor de recubrimiento	dc	5,80 cm
Modulo de elasticidad del acero	Es	200.000,00 MPa
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	28,00 MPa
Modulo de elasticidad del concreto	Ec	25.399,21 MPa
Parametros de relación entre modulos de elasticidad	n	8
Area de acero transformada	Ast	15,92 cm2
Longitud efectiva del muro	d	24,20 cm
Distancia desde eje neutro hasta fibra extrema en compresión	**y**	**4,95 cm**
Valores de igualación a cero		0,00 mm
Evaluación valor de " y " calculado		Valor correcto
Espesor total del muro	H	30,00 cm
Brazo ente las fuerzas de tracción y compresión	Jd	22,55 cm
Factor de exposición clase 1	γ_e	0,75
Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo	f_{ss}	2.520,00 Kg/cm2
Relación entre la deformación unitaria a flexión en la cara extrema a tracción y la deformación unitaria en el centroide de la capa de refuerzo más cercana a la cara de tracción	β_s	1,34
Espaciamiento teorico del refuerzo para control de agrietamiento	s	16,11 cm
reduzca separación a 16 cm para obtener un correcto control de agrietamiento		

Fuente: Autor

4.6 DISEÑO ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN

Para el diseño del acero localizado en la dirección transversal al acero principal de refuerzo, se tendrá en cuenta lo expuesto en los numerales 9.7.3.1 y 9.7.3.2 de la norma de diseño de puentes CCP-14, en donde se expone que en losas de concreto que tienen cuatro capas de armadura, dos en cada dirección. En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura la cual se debe calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- Si la armadura principal es paralela a tráfico:

$$As = \frac{1750}{\sqrt{s}} \leq 50\%$$

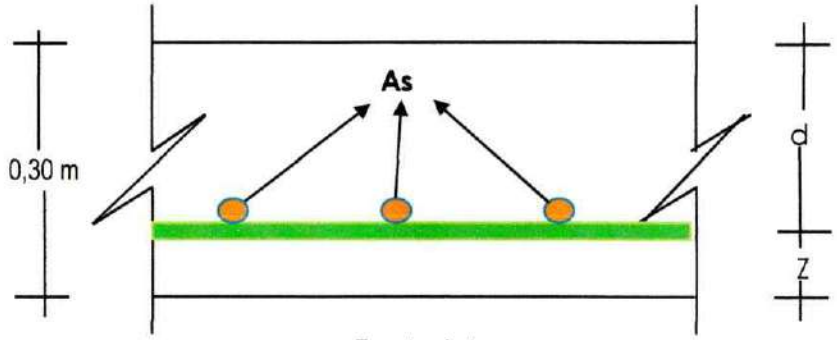
- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$As = \frac{3840}{\sqrt{s}} \leq 67\%$$

Donde:

s Longitud de tramo efectiva para losas construidas en forma monolítica con muros: Distancia entre cara y cara

figura 30 – Armadura de distribución



Fuente: Autor

Tabla 43 – Calculo armadura de distribución en losa superior

ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN EN LOSA SUPERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Sentido de ubicación del Acero principal	-	Perpendicular
Longitud efectiva	S	2.000,00 mm
Porcentaje de Acero	% As	67,00 %
Area de acero principal	(+) As	8,07 cm2
Area de acero de distribución inferior	As	5,41 cm2/m
Número barra de acero a utilizar	-	5
Diametro de barra en Pulgadas	-	5/8
Diametro de barra en centimetros	-	1,59 cm
Area Barra de Acero	-	1,99 cm2
Cantidad teorica de barras	-	4,92
Espaciamiento centro a centro	**-**	**20,00 cm**
Utilizar 1 barra N° 5 cada 20 cm		

Fuente: Autor

Tabla 44 – Calculo armadura de distribución en losa inferior

ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN EN LOSA INFERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Sentido de ubicación del Acero principal	-	Perpendicular
Longitud efectiva	S	2.000,00 mm
Porcentaje de Acero	% As	67,00 %
Area de acero principal	(+) As	12,58 cm2
Area de acero de distribución inferior	As	8,43 cm2/m
Número barra de acero a utilizar	-	5
Diametro de barra en Pulgadas	-	5/8
Diametro de barra en centimetros	-	1,59 cm
Area Barra de Acero	-	1,99 cm2
Cantidad teorica de barras	-	4,94
Espaciamiento centro a centro	**-**	**20,00 cm**
Utilizar 1 barra N° 5 cada 20 cm		

Fuente: Autor

Tabla 45 – Calculo armadura de distribución en Muros Laterales

ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN EN MUROS LATERALES		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Sentido de ubicación del Acero principal	-	Perpendicular
Longitud efectiva	S	1.000,00 mm
Porcentaje de Acero	% As	67,00 %
Area de acero principal	(+) As	8,07 cm2
Area de acero de distribución inferior	As	5,41 cm2/m
Número barra de acero a utilizar	-	5
Diametro de barra en Pulgadas	-	5/8
Diametro de barra en centimetros	-	1,59 cm
Area Barra de Acero	-	1,99 cm2
Cantidad teorica de barras	-	4,92
Espaciamiento centro a centro	**-**	**20,00 cm**
Utilizar 1 barra N° 5 cada 20 cm		

Fuente: Autor

4.7 DISEÑO DEL REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

De conformidad con lo expuesto en el numeral 5.10.8 de la norma de diseño de puentes CCP-14, debe proporcionarse refuerzo para los esfuerzos causados por retracción y temperatura cerca de las superficies de concreto expuestas a variaciones diarias de la temperatura y en el concreto masivo estructural.

Debe agregarse refuerzo de retracción y temperatura con barras o malla electrosoldada, el área de refuerzo por metro en cada cara y en cada dirección, debe satisfacer:

$$A_s \geq \frac{0{,}75bh}{2(b+h)f_y} x1000$$

$$233 \leq A_s \leq 1.270$$

Donde:

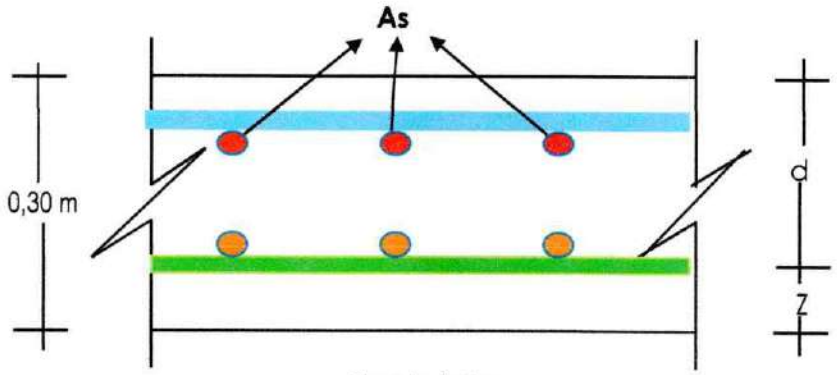
A_s Área de refuerzo en cada dirección y en cada cara
b Ancho menor de la sección del elemento estructural
h Menor espesor de la sección del elemento estructural
f_y Resistencia a la fluencia de barras de acero

Se debe tener en cuenta que para elementos estructurales con 150 mm o menos de espesor, el acero mínimo puede colocarse en una sola capa ya que este no requiere refuerzo por retracción y temperatura para:

- Cara final de muros 450 mm o menos de espesor.
- Caras extremas de zapatas con alturas menores que 450 mm

- Caras extremas de zapatas enterradas con alturas menores a 900 mm
- Caras de todos los demás elementos estructurales, cuya dimensión más pequeña es menor o igual a 450 mm

figura 31 – Refuerzo por retracción y temperatura



Fuente: Autor

Tabla 46 – Acero por retracción y temperatura en los elementos estructurales

REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Base de la losa	b	1.000,00 mm
Altura Total de la losa superior	H	300,00 mm
Resistencia a la fluencia del acero	Fy	420,00 MPa
Area teorica de refuerzo por retracción y temperatura	As	206,044 mm2/m
Area de refuerzo para diseño por retracción y temperatura	**As-diseño**	**233,000 mm2/m**
Número barra de acero a utilizar	-	5
Diametro de barra en Pulgadas	-	5/8
Diametro de barra en centimetros	-	1,59 cm
Area Barra de Acero	-	1,99 cm2
Cantidad teorica de barras	-	4,97
Espaciamiento centro a centro	-	**20,00 cm**
Utilizar 1 barra N° 5 cada 20 cm		

Fuente: Autor

4.8 DISEÑO A CORTANTE

De acuerdo como lo expone el numeral 5.14.5.3 de la Norma de Diseño de Puentes CCP-14, el diseño a cortante de las losas de las alcantarillas debe aplicarse para losas de alcantarillas en cajón bajo 600 mm o más de relleno, la resistencia a corte se puede calcular por medio de la siguiente expresión:

$$V_c = \left(0{,}178\sqrt{f'_c} + 32\frac{A_s}{b\,d_e}\frac{V_u\,d_e}{M_u}\right) b d_e$$

Pero a su vez:

$$V_c \leq 0{,}332\sqrt{f'_c}\,b\,d_e$$

Donde:

V_c Resistencia al corte
f'_c Resistencia a la compresión del concreto
A_s Área del acero de las armaduras en el ancho de diseño
b Ancho de diseño, normalmente tomando igual a la unidad
d_e Altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el centroide de la fuerza de tracción en el refuerzo traccionado
V_u Cortante debido a las cargas mayoradas
M_u Momento debido a las cargas mayoradas

Solamente para las alcantarillas en cajón de una sola celda, para las losas que forman marcos monolíticos con las paredes no es necesario tomar V_c menor a:

$$V_c = 0.25\sqrt{f'_c}\,b\,d_e$$

El valor de $V_u d_e / M_u$ no debe tomarse mayor a 1,0 siendo M_u el momento mayorado que actúa simultáneamente con V_u en la sección considerada.
Por otra parte, el numeral C5.8.2.7 expresa que las secciones con altos esfuerzos de cortante requieren espaciamientos más pequeños de refuerzo, a fin de proporcionar control de agrietamiento.

Algunas investigaciones (Reporte 579 NCHRP) indican que en las vigas preeforzadas el Angulo de la diagonal de rotura puede ser suficientemente más empinado que una barra de refuerzo transversal espaciada $0.8d_v$ podría dar lugar a ningún estribo e impedir la apertura de una grieta diagonal.

Un límite de $0.6d_v$ puede ser apropiado en algunas situaciones. La reducción del diámetro de la barra de refuerzo transversal es otro enfoque adoptado por otros.

Estos requerimientos fueron verificados por Shahrooz et, al. (2011) para refuerzo transversal con limites elásticos mayores a 690 MPa para elementos preesforzados y no preesforzados sujetos a cortante sin torsión para aplicaciones no sísmicas.

Por otra parte, el numeral 5.8.2.9 determina que la profundidad efectiva de cortante tomada como la distancia, perpendicular al eje neutro, entre resultantes de las fuerzas de tracción y compresión por flexión; no es necesario tomarla menor que la mayor entre:

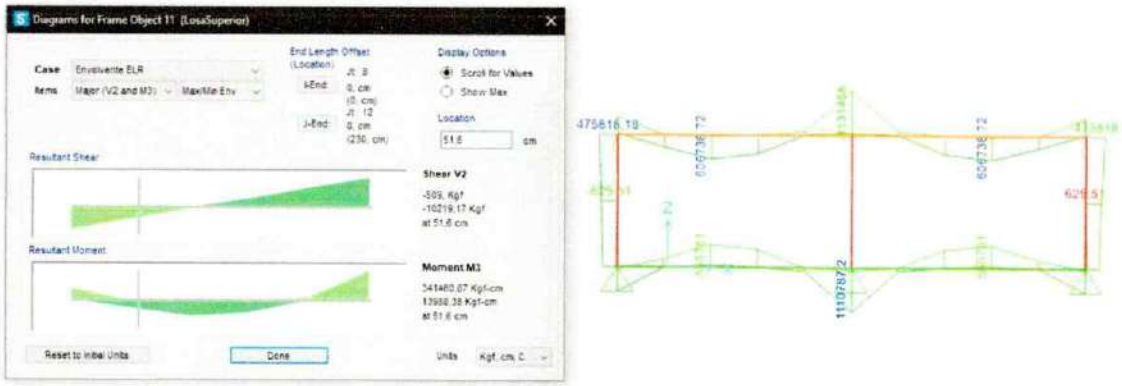
$$d_v \leq 0{,}72h$$

$$d_v \leq 0{,}90d$$

Donde:

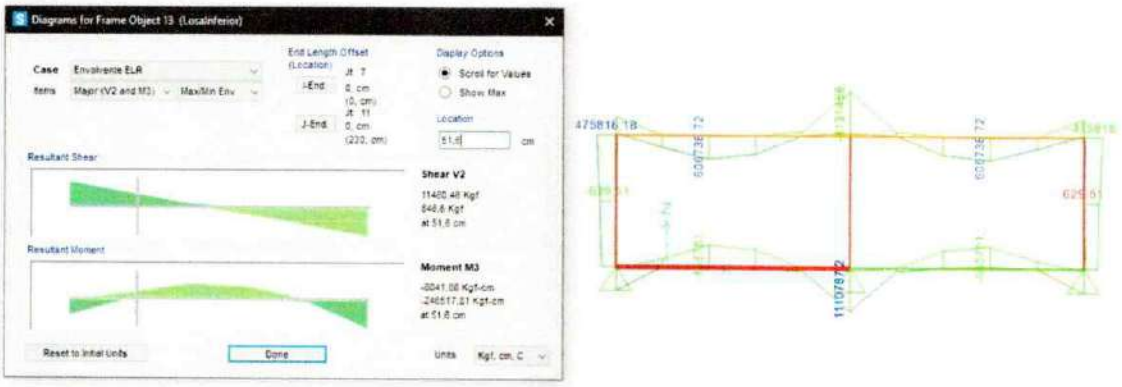
h Altura total de la losa
d Peralte de la losa
d_v Profundidad efectiva de cortante

figura 32 – Valores de cortante y momento a la distancia L, en losa superior



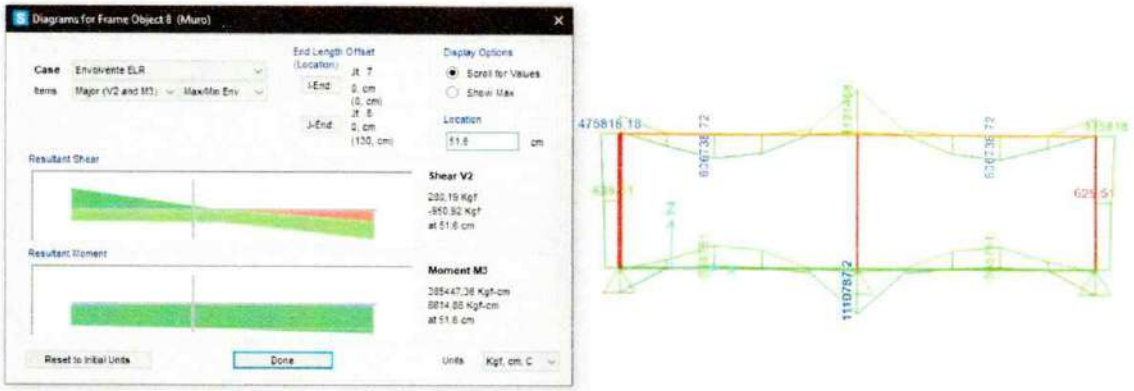
Fuente: Autor (SAP-2000)

figura 33 – Valores de cortante y momento a la distancia L, en losa inferior



Fuente: Autor (SAP-2000)

figura 34 – Valores de Cortante y Momento a la distancia L, en Muros Laterales



Fuente: Autor (SAP-2000)

Tabla 47 – Evaluación de Cortante en losa superior

CHEQUEO POR CORTANTE EN LOSA SUPERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Espaciamiento entre barras	e	0,16 m
Area Barra de Acero	As	1,99 cm2
Area de acero positivo	(+) As	12,35 cm2/m
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	280,00 Kg/cm2
Resistencia a la fluencia del acero	Fy	4.200,00 Kg/cm2
Base de la losa inferior	b	100,00 cm
Profundidad del bloque de esfuerzos	a	2,18 cm
Longitud efectiva de losa superior	d	24,20 cm
Altura total de la losa superior	h	30,00 cm
Profundidad efectiva de cortante tomada como la distancia perpendicular al eje neutro, entre resultantes de las fuerzas de tracción y compresión por flexión	dv	21,60 cm
Espesor del muro	Em	30,00 cm
Ancho de cartela	Ec	15,00 cm
Distancia donde se produce el cortante critico	**L**	**51,60 cm**
Cortante a distancia L por Envolvente de Estado Limite de Resistencia I	**Vu**	**10.219,00 Kg**
Momento a distancia L por Envolvente de Estado Limite de Resistencia I	**Mu**	**341.460,87 Kg-cm**

(Vu.de)/Mu	-	0,72
Valor teorico de cortante	V_{c-1}	25.920,23 Kg
Factor de Reducción de la Resistencia	Ø	0,90
Cortante reducido	ØVc	23.328,21 Kg
La sección cumple resistencia al corte en losa superior		

Fuente: Autor

Tabla 48 – Evaluación de cortante en losa inferior

CHEQUEO POR CORTANTE EN LOSA INFERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Espaciamiento entre barras	e	0,16 m
Area Barra de Acero	As	1,99 cm2
Area de acero positivo	(+) As	12,35 cm2/m
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	280,00 Kg/cm2
Resistencia a la fluencia del acero	Fy	4.200,00 Kg/cm2
Base de la losa superior	b	100,00 cm
Profundidad del bloque de esfuerzos	a	2,18 cm
Longitud efectiva de losa inferior	d	24,20 cm
Altura total de la losa inferior	h	30,00 cm
Profundidad efectiva de cortante tomada como la distancia perpendicular al eje neutro, entre resultantes de las fuerzas de tracción y compresión por flexión	dv	21,60 cm
Espesor del muro	Em	30,00 cm
Ancho de cartela	Ec	15,00 cm
Distancia donde se produce el cortante critico	**L**	**51,60 cm**
Cortante a distancia L por Envolvente de Estado Limite de Resistencia I	**Vu**	**11.460,46 Kg**
Momento a distancia L por Envolvente de Estado Limite de Resistencia I	**Mu**	**246.517,81 Kg-cm**
(Vu.de)/Mu	-	1,00
Valor teorico de cortante	V_{c-1}	27.031,83 Kg
Factor de Reducción de la Resistencia	Ø	0,90
Cortante reducido	ØVc	24.328,65 Kg
La sección cumple resistencia al corte en losa inferior		

Fuente: Autor

Tabla 49 – Evaluación de cortante en Muros Laterales

CHEQUEO POR CORTANTE EN MUROS LATERALES		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Espaciamiento entre barras	e	0,16 m
Area Barra de Acero	As	1,99 cm2
Area de acero positivo	(+) As	12,35 cm2/m
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	280,00 Kg/cm2
Resistencia a la fluencia del acero	Fy	4.200,00 Kg/cm2
Base de muro	b	100,00 cm
Profundidad del bloque de esfuerzos	a	2,18 cm
Longitud efectiva del muro	d	24,20 cm
Espesor total del muro	h	30,00 cm
Profundidad efectiva de cortante tomada como la distancia perpendicular al eje neutro, entre resultantes de las fuerzas de tracción y compresión por flexión	dv	21,60 cm
Espesor de losa	Em	30,00 cm
Ancho de cartela	Ec	15,00 cm
Distancia donde se produce el cortante critico	**L**	**51,60 cm**
Cortante a distancia L por Envolvente de Estado Limite de Resistencia I	**Vu**	**950,92 Kg**
Momento a distancia L por Envolvente de Estado Limite de Resistencia I	**Mu**	**385.447,36 Kg-cm**
(Vu.de)/Mu	-	0,06
Valor teorico de cortante	V_{c-1}	23.241,45 Kg
Factor de Reducción de la Resistencia	Ø	0,90
Cortante reducido	ØVc	20.917,31 Kg
La sección cumple resistencia al corte en Muros Laterales		

Fuente: Autor

4.9 CHEQUEO POR CARGA AXIAL

De acuerdo como lo enmarca el capítulo 5.7.4 de la norma de diseño de Puentes CCP-14, los miembros a compresión deben analizarse teniendo en cuenta los efectos de:

- La Excentricidad
- Las cargas axiales
- Los momentos de inercia variables
- Grado de empotramiento
- Deflexiones
- Duración de las cargas
- Preesfuerzo

En lugar de un procedimiento refinado, las columnas no preesforzadas con relación de esbeltez $K\,l_u/r < 100$, pueden diseñarse por medio del procedimiento aproximado.

Donde:

K Factor de longitud efectiva especificado en 4.6.2.5
l_u Longitud no arriostrada
r Radio de giro

Como complemento a lo especificado anteriormente y de conformidad con el numeral C4.6.2.5 de la Norma CCP-14, Las ecuaciones para la resistencia a compresión de columnas y los factores de amplificación para Vigas – Columnas incluyen el factor K, el cual se usa para modificar la longitud de acuerdo con la restricción de rotación y traslación en los extremos de la columna.

K es la relación entre la longitud efectiva de una columna idealizada articulada en los extremos y la longitud real de la columna con distintas condiciones de extremo. KL representa la longitud entre puntos de inflexión de una columna pandeada afectada por las restricciones contra rotación y traslación en sus extremos.

Los valores teóricos de K, proporcionados por el Consejo de Investigación sobre Estabilidad Estructural, se presentan en la tabla C4.6.2.5-1 para algunas condiciones idealizadas en los extremos.

Dado que las condiciones reales de conexión casi nunca cumplen con las condiciones idealizadas de restricción contra rotación y traslación, los valores de diseño sugeridos por el Consejo de Investigación de Estabilidad Estructural son mayores que los valores idealizados o teóricos.

Tabla 50 – Factores de Longitud efectiva K

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
La forma pandeada de la columna se indica con lineas Punteadas						
Valor K teórico	0,50	0,70	1,00	1,00	2,00	2,00
Valor K de diseño cuando las condiciones se aproximan a las ideales	0,65	0,80	1,00	1,20	2,10	2,00
Código de condiciones de restricción en el extremo		Rotación impedida		Traslación impedida		
		Rotación libre		Traslación impedida		
		Rotación impedida		Traslación libre		
		Rotación libre		Traslación libre		

Fuente: (Tabla C4.6.2.5-1 de la Norma CCP-14)

De conformidad como lo especifica el numeral C5.5.4.2.1, Para los factores de resistencia de secciones controladas por tracción y las controladas por compresión, los esfuerzos axiales de tracción y compresión, por considerar son aquellos causados por fuerzas externas.

El factor de Ø se determina ahora por medio de las condiciones de deformación unitaria en la sección transversal, en la resistencia nominal. Estas bases para estas disposiciones se encuentran en Mast (1992) y ACI 318-02.

Para secciones controladas compresión se usa un factor Ø menor que para las secciones controladas por tracción, esto debido a que las secciones controladas por compresión tienen menos ductilidad y son más sensibles a las variaciones en la resistencia del concreto, y, generalmente ocurren en miembros con mayores áreas aferentes que los miembros con secciones controladas por tracción.

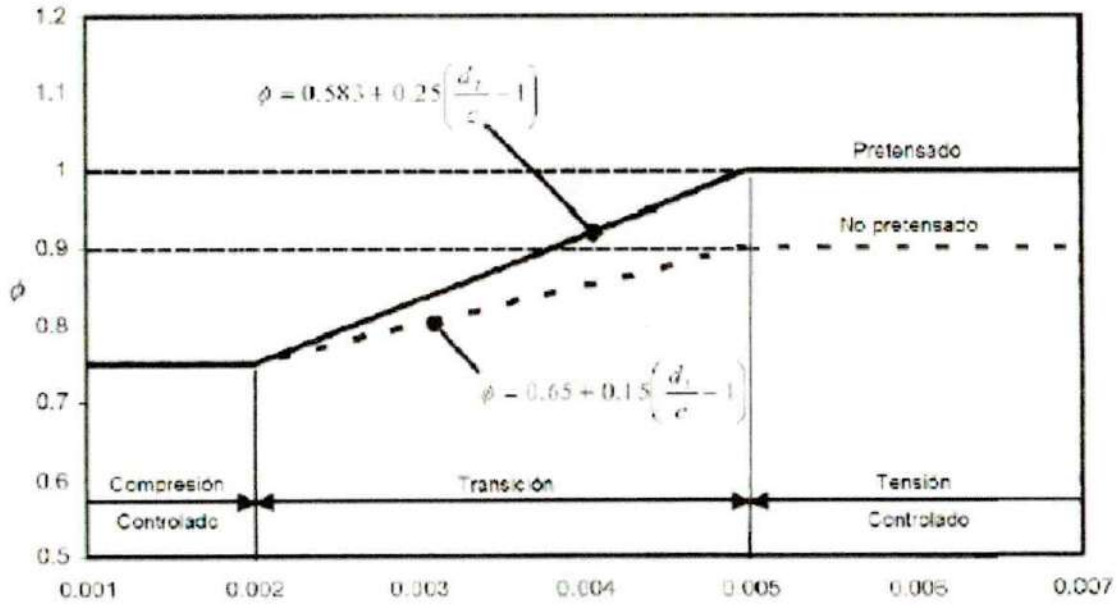
Para secciones sometidas a carga axial y flexión, las resistencias se determinan multiplicando P_n y M_n por el valor apropiado de Ø.

Los valores del factor de resistencia deben tomarse como lo especifica el numeral 5.5.4.2.1 de la Norma de diseño de Puentes CCP-14 y son los especificados a continuación:

- Para cortante y torsión:
  - Concreto de densidad normal 0.90
  - Concreto liviano 0.80
- Para secciones de concreto reforzado controladas por tracción 0.90
- Para secciones de concreto preesforzado controladas Por tracción 1.00
- Para Cortante y torsión
  - Concreto de densidad normal 0.90
  - Concreto liviano 0.70
- Para secciones controladas por compresión con Espirales o estribos 0.75
- Para apoyo sobre concreto 0.70
- Para compresión en modelos puntal – tensor 0.70
- Para compresión en zonas de anclaje
  - Concreto de densidad normal 0.80
  - Concreto liviano 0.65
- Para tracción en el acero en zonas de anclaje 1.00
- Para resistencia durante hincado de pilotes 1.00

Para secciones en las cuales la deformación unitaria neta en el acero extremo a tracción está entre los límites para secciones controladas por compresión y las controladas por tracción, Ø puede incrementarse linealmente de 0.75 a la de las secciones controladas por tracción, a medida que la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo aumenta, el límite de deformación unitaria controlada por compresión a 0.005.

figura 35 – Variación de Ø con la deformación unitaria neta de tracción ε_t y d_t/c para refuerzo grado 60



Fuente: (Figura C.5.5.4.2.1-1 de Norma CCP-14)

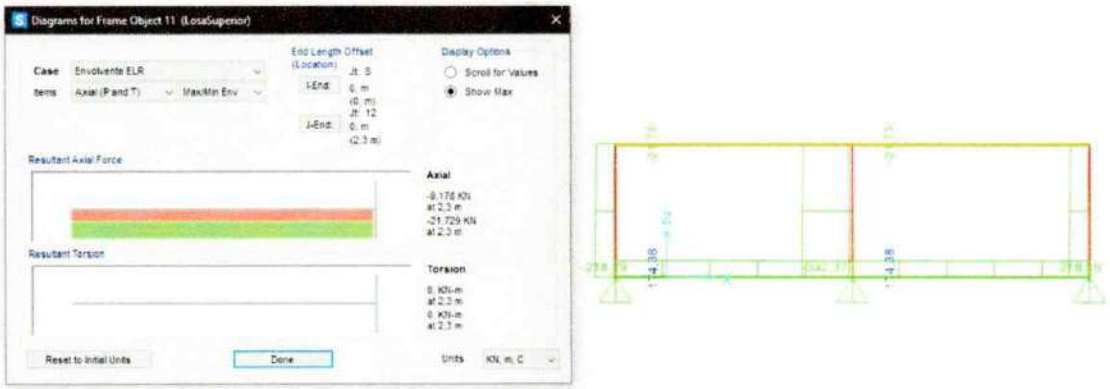
Para evaluar la resistencia de flexión biaxial, el numeral 5.7.4.5 de la Norma de diseño de Puentes CCP-14 se debe evaluar que la carga axial mayorada no supere el dato obtenido de la siguiente ecuación:

$$P_u < 0{,}10\ \emptyset\ f'_c\ A_g$$

Donde:

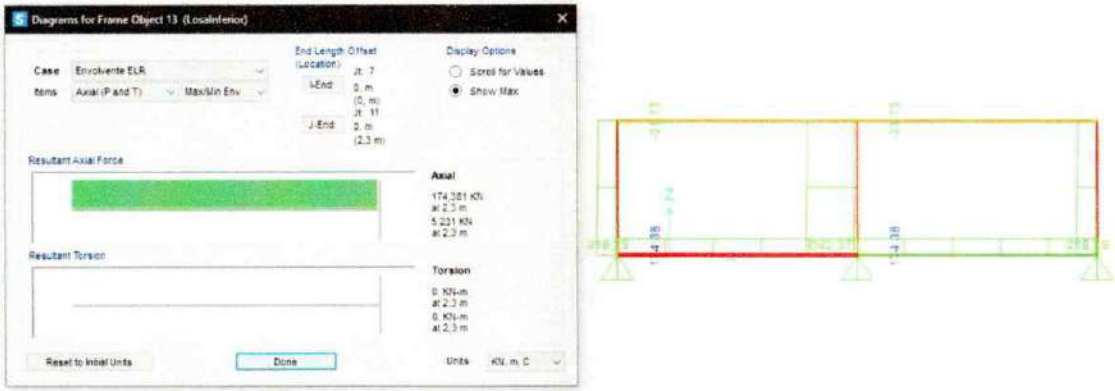
P_u Fuerza axial mayorada
$\emptyset$ Factor de resistencia para miembros de compresión axial
f'_c Resistencia a la compresión del concreto
A_g Área bruta de la sección de concreto

figura 36 – Valores máximos de fuerza axial mayorada en Losa Superior



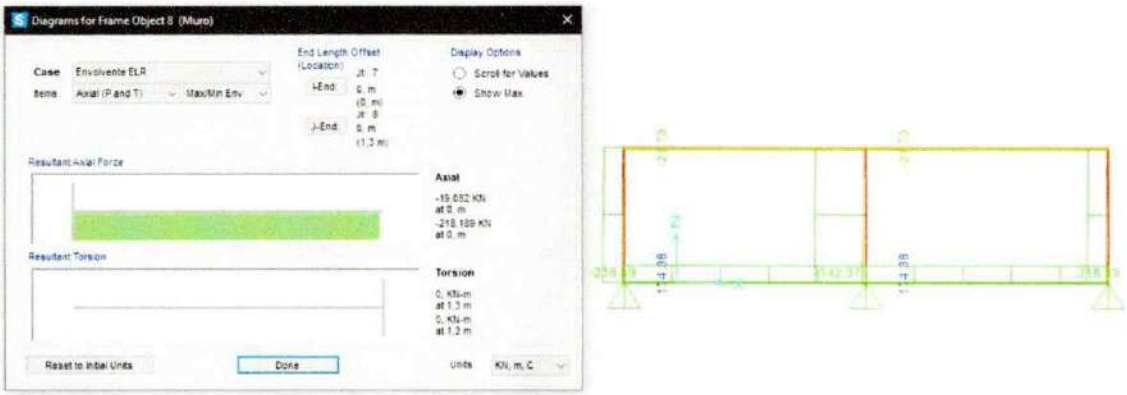
Fuente: Autor (SAP-2000)

figura 37 – Valores máximos de fuerza axial mayorada en Losa Inferior



Fuente: Autor (SAP-2000)

figura 38 – Valores máximos de fuerza axial mayorada en Muros Laterales



Fuente: Autor

Tabla 51 – Evaluación de resistencia por carga axial mayorada en Losa Superior

CHEQUEO POR CARGA AXIAL MAYORADA EN LOSA SUPERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Fuerza Axial mayorada	**Pu**	**21,73 KN**
Factor de resistencia para miembros de compresión axial	Ø	0,70
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	28,00 MPa
Área bruta de la sección de concreto	Ag	300.000,00 mm2
Cumple resistencia por carga axial		

Fuente: Autor

Tabla 52 – Evaluación de resistencia por carga axial mayorada en Losa Inferior

CHEQUEO POR CARGA AXIAL MAYORADA EN LOSA INFERIOR		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Fuerza Axial mayorada	**Pu**	**174,38 KN**
Factor de resistencia para miembros de compresión axial	Ø	0,70
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	28,00 MPa
Área bruta de la sección de concreto	Ag	300.000,00 mm2
Cumple resistencia por carga axial		

Fuente: Autor

Tabla 53 – Evaluación de resistencia por carga axial mayorada en Muros Laterales

CHEQUEO POR CARGA AXIAL MAYORADA EN MUROS LATERALES		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Fuerza Axial mayorada	**Pu**	**218,19 KN**
Factor de resistencia para miembros de compresión axial	Ø	0,70
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	28,00 MPa
Área bruta de la sección de concreto	Ag	300.000,00 mm2
Cumple resistencia por carga axial		

Fuente: Autor

- Anexo Plano 1 de 2
- Anexo Plano 2 de 2.

4.10 CHEQUEO CAPACIDAD PORTANTE DEL BOX CULVERT

Se escoge la combinación D+L para verificar que el esfuerzo actuante del box culvert no sobrepase la capacidad portante del sitio. El esfuerzo actuante del box es:

$$\sigma_{act} = \frac{(D + L)}{B}$$

$$\sigma_{act} < \sigma_{adm} \; ; \; OK$$

Tabla 54 – Chequeo capacidad portante

D	12,05 KN/m
L	108,87 KN/m
B	4,90 m
σact	**24,68 KN/m2**
σadm	**406,60 KN/m2**
OK	

Fuente: Autor

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los cálculos anteriores se realizaron siguiendo la metodología de diseño AASHTO LRFD 2014 y parámetros de la Norma de Diseño de Puentes CCP-14.

- 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.

- Se concluye que los elementos que componen el Box Culvert Doble de dimensiones 2,0 m x 1,0 m cumplen las siguientes condiciones:
  - Momento de rotura
  - Control de agrietamiento por distribución de refuerzo
  - Resistencia al corte
  - Resistencia por carga axial

- Para obtener un comportamiento adecuado ante diferentes cargas y combinaciones de carga la estructura de Box Culvert debe tener las siguientes dimensiones:
  - Losa Superior 0,30 m
  - Losa Inferior 0,30 m
  - Muro Interior 0,30 m
  - Muros Laterales 0,30 m

- Para la losa superior se proporcionará barras de acero N°5 longitudinales espaciados cada 16 cm en la parte inferior, en la parte superior se proporcionará barras de acero N°5 longitudinales espaciados cada 16 cm y barras de acero N°5 transversales espaciados cada 20 cm a lo largo del cajón del box Culvert.

- Para la losa inferior se proporcionará barras de acero N°5 longitudinales espaciados cada 16 cm en la parte superior, en la parte inferior se proporcionará barras de acero N°5 longitudinales espaciados cada 16 cm y barras de acero N°5 transversales espaciados cada 20 cm a lo largo del cajón del box Culvert.

- Para los muros laterales y muro interior se proporcionará barras de aceros N°5 longitudinales espaciados cada 16 cm y barras de acero N°5 trasversales espaciados cada 20 cm a lo largo del cajón del Box Culvert.

- 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 Box Culvert se recomienda utilizar un solado de aislamiento en concreto pobre de 17.5 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. Para la construcción del Box Culvert se debe garantizar la conformación de juntas de separación o dilación, la cual tiene por objetivo generar la longitud necesaria para que los materiales constitutivos se dilaten y se contraigan libremente para absorber los esfuerzos generados por retracción y fraguado o por los cambios de temperatura.

- Para continuar con el armado del acero de refuerzo antes del vaciado del concreto de los muros, se debe verificar que el refuerzo de las paredes se encuentre en el sitio especificado en el diseño, a la altura de la fundación.

- Se recomienda utilizar cartelas de refuerzo entre las uniones de elementos verticales y horizontales a fin de dar una mayor rigidez a la estructura, garantizando unas mejores condiciones de estabilidad.

- 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°.

6 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES – LRFD – CCP 14. Ministerio De Transporte, Instituto Nacional De Vías. Asociación colombiana De Ingeniería Sísmica. AIS – INVIAS. 2014.
- AASHTO [American Association of State Highway and Transportation Officials] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2012-2014) Washington D.C.
- American Concrete Institute [ACI]. (2001). Code requirements for environmental engineering concrete structures and commentary (ACI 350-01). American Concrete Institute

El presente documento se expide el día 28 de abril del año 2026.

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P. No. 68202-198968 STD

Tame, 28 de abril de 2026

Señores:
MUNICIPIO DE TAME

Asunto: MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA, identificado con cédula de ciudadanía No. 1.098.653.119 de Bucaramanga – Santander, en mi condición de Ingeniero civil – Especialista en estructuras portador de la matrícula profesional No. 68202-198968 STD, declaro que he realizado el diseño estructural del box culvert Doble 2,0x1,0 m para el proyecto: **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"** a construirse en el Municipio de Tame, Departamento de Arauca, así mismo declaro que asumo la responsabilidad del perjuicio que por causa de él pueda deducirse y hago constar que el presente documento cumple con los requisitos técnicos vigentes, establecidos en las Normas Técnicas Colombianas cuyos resultados se encuentran consignados en el estudio, que anexo debidamente firmado.

Asimismo, aclaro que este documento no puede ser modificado sin mi autorización una vez sea viabilizado el proyecto.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi Tarjeta Profesional y certificado de vigencia y antecedentes profesionales.

Jorge A. Molina Mojica.

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P. No. 68202-198968 STD

Tame, 28 de abril de 2026

Señores:
MUNICIPIO DE TAME

Asunto: CARTA DE CESIÓN DE DERECHOS

Yo, JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA, identificado con cédula de ciudadanía No. 1.098.653.119 de Bucaramanga – Santander, en mi condición de Ingeniero civil – Especialista en estructuras portador de la matrícula profesional No. 68202-198968 STD, declaro que he realizado el diseño estructural del box culvert Doble 2,0x1,0 m para el proyecto: **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"** a construirse en el Municipio de Tame, Departamento de Arauca, Por lo anterior, manifiesto ceder plenamente los derechos a la Alcaldía del Municipio de Tame.

La duración de los derechos cedidos será por término indefinido a partir de la fecha de la firma de la presente carta de cesión de derechos.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi Tarjeta Profesional y certificado de vigencia y antecedentes profesionales.

Se expide a solicitud del interesado, a los veintiocho (28) días del mes de abril del 2026.

JORGE A. MOLINA MOJICA.

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P. No. 68202-198968 STD


REPUBLICA DE COLOMBIA
CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA
COPNIA

MATRICULA PROFESIONAL No.
68202198968STD
INGENIERO CIVIL

DE FECHA 20/01/2011
JORGE ALBERTO
MOLINA MOJICA
C.C. 1098653119
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL
DE SANTANDER

PRESIDENTE DEL CONSEJO


REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA
1.098.653.119
NUMERO
MOLINA MOJICA
APELLIDOS
JORGE ALBERTO
NOMBRES


FECHA DE NACIMIENTO 17-FEB-1988
TAME
(ARAUCA)
LUGAR DE NACIMIENTO
1.76
ESTATURA
A+
G.S. RH
M
SEXO
07-JUN-2006 BUCARAMANGA
FECHA Y LUGAR DE EXPEDICION
REGISTRADORA NACIONAL
INDICE DERECHO
P-2700100-59153333-M-1098653119-20061017 07769 062908 02 216978370

"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"

República de Colombia

LA UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS

Autorizada por el Ministerio de Educación Nacional

Teniendo en cuenta que

Jorge Alberto Medina Mojica

C.C. Nº. 1.098.653.119 de Bucaramanga

Aprobó los estudios programados y cumplió con las exigencias legales y reglamentarias le confiere el Título de

Especialista en Estructuras

En constancia se firma y sella en Tunja

a los 23 días del mes de Junio de 2017

El Rector General

El Rector Seccional

El Decano de Facultad

El Secretario Seccional

Registro Interno No 357.305.23-06-2017

Libro 17 Folio 8

"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2026-4434163

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 1098653119, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 68202-198968 desde el 20 de Enero de 2011, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 53.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los veintiocho (28) días del mes de Abril del año dos mil veintiseis (2026).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firma del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Mictostec/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

INFORME DE DISEÑO ESTRUCTURAL

SUMIDERO DE VENTANA

MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA

ARAUCA - TAME

ABRIL 2026

ÍNDICE DE MODIFICACIONES

ÍNDICE DE REVISIÓN	FECHA DE MODIFICACIÓN	OBSERVACIONES
1	28/04/2026	Entrega Inicial
2		
3		
4		

ELABORACIÓN

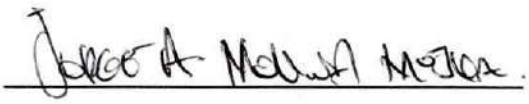
PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA
CONTIENE:	INFORME DE DISEÑO ESTRUCTURAL
VERSION:	V1
FECHA:	28/04/2026
ELABORÓ:	JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
PROFESIÓN:	Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
MATRICULA PROFESIONAL No:	68202-198968 STD
FIRMA:	

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN 7
2 OBJETIVOS 7
2.1 OBJETIVO GENERAL 7
2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS 7
3 GENERALIDADES 8
3.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO 8
3.2 ALCANCE DEL PROYECTO 9
4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE SUMIDERO 10
5 EVALUACIÓN Y DEFINICIÓN DE LOS PARAMETROS DE ENTRADA 10
5.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES 10
5.2 CARACTERISTICAS DEL SUMIDERO 10
5.3 PROPIEDADES DEL SUELO 11
5.4 PARAMETROS SISMICOS 12
6 DEFINICIÓN METODOLOGIA DE DISEÑO 13
6.1 DIMENSIONAMIENTO 13
7 ANALISIS DE CARGAS 14
7.1 CARGAS DE PESO PROPIO 14
7.2 CARGA DE EMPUJE DEL RELLENO POSTERIOR (H) 14
7.3 CARGA MUERTA POR PESO DE ESTANCAMIENTO DE SEDIMENTO (D) 17
7.4 ANALISIS DE CARGA MUERTA POR PESO DE FLUIDOS (F) 18
7.5 ANALISIS DE CARGA VIVA POR MANTENIMIENTOS DE LA ESTRUCTURA (L) 18
7.6 ANALISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL AGUA (F) 20
7.7 ANALISIS DE FUERZA SISMICA 21
7.8 INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA 24
8 COMBINACIONES DE CARGA 26
9 DISEÑO A FLEXIÓN DE LOS ELEMENTOS 30
9.1 ETAPA DEL CONCRETO NO AGRIETADO 30
9.2 CONCRETO AGRIETADO, ETAPA DE ESFUERZOS ELÁSTICOS 31
9.3 FALLA DE LA VIGA, ETAPA DE RESISTENCIA ULTIMA 31
9.4 SECCIONES BALANCEADAS 32
9.5 FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA 33
10 DISEÑO A CORTANTE DE LOS ELEMENTOS 34
11 RESULTADOS DISEÑO LOSA INFERIOR 36

11.1 REFUERZO PARALELO AL EJE 11 36
11.2 REFUERZO PERPENDICULAR AL EJE 22 38
11.3 CHEQUEO POR CORTANTE 39
12 RESULTADOS DISEÑO DE MUROS 41
12.1 REFUERZO PARALELO AL EJE 11 41
12.2 REFUERZO PERPENDICULAR AL EJE 22 42
12.3 CHEQUEO POR CORTANTE 44
13 RESULTADOS DISEÑO LOSA SUPERIOR 46
13.1 REFUERZO PARALELO AL EJE 11 46
13.2 REFUERZO PERPENDICULAR AL EJE 22 47
13.3 CHEQUEO POR CORTANTE 49
14 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 51
15 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS 52

LISTA DE FIGURAS

figura 1. Localización específica de los tramos a intervenir 8
figura 2. Modelo del sumidero SAP2000 11
figura 3. Mapa de valores PGA 12
figura 4. Naturaleza de la presión lateral de la tierra sobre un muro 15
figura 5. Asignación Cargas de empuje horizontal terreno en SAP2000 16
figura 6. Asignación de carga muerta por estancamiento de sedimentos en SAP2000 17
figura 7. Asignación de carga muerta por peso de fluidos en SAP2000 18
figura 8. Asignación de carga viva por mantenimiento de la estructura en SAP2000 20
Figura 9. Asignación Cargas de Presión Horizontal del Agua en SAP2000 21
figura 10. Asignación de cargas horizontal sísmica sobre muros 24
figura 11. Asignación coeficiente de Balastro 26
figura 12. Etapa del concreto No Agrietado 31
figura 13. Concreto Agrietado, Etapa de esfuerzos elásticos 31
figura 14. Falla de la viga, etapa de resistencia ultima 32
figura 15. Sección Frágil 33
figura 16. Sección Ductil 33
figura 17. Sección dúctil controlada por tensión 34
figura 18. Sección en el intervalo de transición de tensión a compresión 34
figura 19. Puntos donde se genera una fuerza cortante 35
figura 20. Diagrama de momentos sobre placa M11 36
figura 21. Diagrama de momentos sobre placa M22 38
figura 22. Diagrama de cortante sobre placa V13 39
figura 23. Diagrama de cortante sobre placa V23 40
figura 24. Diagrama de momentos sobre muros M11 41
figura 25. Diagrama de momentos sobre muros M22 42
figura 26. Diagrama de cortante sobre muros V13 44
figura 27. Diagrama de cortante sobre muros V23 45
figura 28. Diagrama de momentos sobre placa M11 46
figura 29. Diagrama de momentos sobre placa M22 47
figura 30. Diagrama de cortante sobre placa V13 49
figura 31. Diagrama de cortante sobre placa V23 50

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas del proyecto en estudio 8
Tabla 2. Coordenadas de localización estructura de pavimento 9
Tabla 3. Propiedades de los materiales del sumidero 10
Tabla 4. Propiedades del suelo 11
Tabla 5. Valores del factor de sitio, Fpga, en el periodo de vibración cero del espectro de aceleraciones 13
Tabla 6. Predimensionamiento de lo elementos 14
Tabla 7. Análisis y resultados de empuje en el relleno posterior 16
Tabla 8. Análisis y resultados de carga muerta por estancamiento de sedimentos 17
Tabla 9. Análisis y resultados de carga muerta por peso de fluidos 18
Tabla 10. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas 19
Tabla 11. Análisis y resultados de carga viva por mantenimientos de la estructura 19
Tabla 12. Análisis y resultados de carga por empuje de agua 20
Tabla 13. Análisis y resultados de fuerza sísmica sobre Muros 23
Tabla 14. Análisis y resultados de interacción suelo - Estructura 25
Tabla 15. Combinaciones de cargas ultimas 29
Tabla 16. Combinaciones de cargas afectadas por factor de durabilidad 29
Tabla 17. Combinaciones de cargas de servicio 29
Tabla 18. Factores de reducción de la resistencia 36
Tabla 19. Momento positivo sobre placa M11 37
Tabla 20. Momento positivo sobre placa M22 38
Tabla 21. Cortante sobre placa V13 39
Tabla 22. Cortante sobre placa V23 40
Tabla 23. Momento positivo sobre muros M11 41
Tabla 24. Momento positivo sobre muros M22 43
Tabla 25. Cortante sobre muros V13 44
Tabla 26. Cortante sobre muros V23 45
Tabla 27. Momento positivo sobre placa M11 46
Tabla 28. Momento positivo sobre placa M22 48
Tabla 29. Cortante sobre placa V13 49
Tabla 30. Cortante sobre placa V23 50

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 contiene un sumidero para la conducción de las aguas que bordea el proyecto que tiene por objeto **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"**, 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 del reglamento de construcción sismorresistente Colombiano NSR-10.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el análisis y diseño estructural del sumidero para drenar el agua pluvial del proyecto que tiene por objeto **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, 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 ESPECIFICOS

- 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 sumidero proyectado ante diferentes combinaciones de fuerzas permanentes y transitorias.

3 GENERALIDADES

3.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

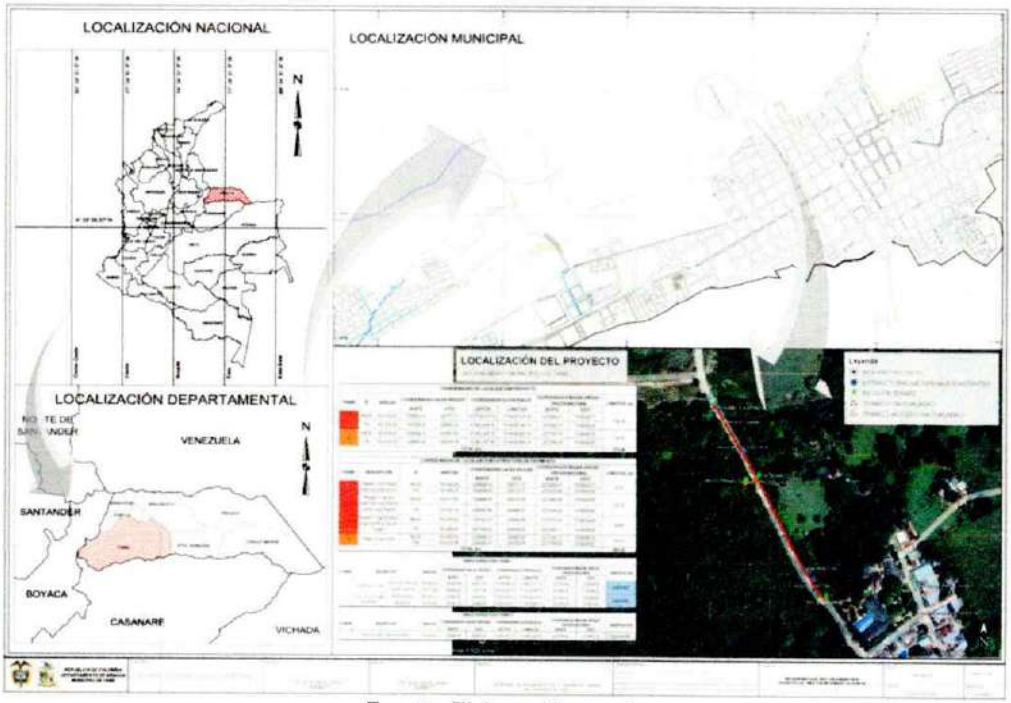
Este proyecto tiene como objetivo optimizar la conectividad vial entre el casco urbano del municipio de Tame, Departamento de Arauca y la salida hacia la Herradura Ecoturística, facilitando el acceso y promoviendo el desarrollo socioeconómico de la región. A continuación, se detallan las coordenadas específicas de intervención.

Tabla 1. Coordenadas del proyecto en estudio

COORDENADAS DE LOCALIZACION PROYECTO									
TRAMO	ID	ABSCISA	COORDENADAS GAUSS KRUGER		COORDENADAS ELIPSOIDALES		COORDENADAS MAGNA SIRGAS - ORIGEN NACIONAL		LONGITUD (m)
			NORTE	ESTE	LATITUD	LONGITUD	NORTE	ESTE	
1	INICIO	K0+000.00	1206833,43	926777,17	6°27'58,074" N	71°44'22,014" W	2272668,41	5139336,71	259,30
	FIN	K0+259.30	1207059,35	926650,50	6°28'5,423" N	71°44'26,146" W	2272893,71	5139209,26	
2	INICIO	K0+000.00	1206959,14	926687,63	6°28'2,163" N	71°44'24,933" W	2272793,70	5139246,75	14,19
	FIN	K0+014.19	1206964,47	926700,78	6°28'2,337" N	71°44'24,506" W	2272799,08	5139259,87	
TOTAL (m)									273,49

Fuente: Elaboración propia

figura 1. Localización específica de los tramos a intervenir



Fuente: Elaboración propia

3.2 ALCANCE DEL PROYECTO

El proyecto "**MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA**" tiene como objetivo la intervención de un total de 273,49 metros lineales de corredor vial, de los cuales se plantea realizar la pavimentación de 204.72 ml en pavimento flexible distribuidos en los siguientes tramos:

Tabla 2. Coordenadas de localización estructura de pavimento

COORDENADAS DE LOCALIZACION ESTRUCTURA DE PAVIMENTO								
TRAMO	DESCRIPCION	ID	ABSCISA	COORDENADAS GAUSS KRUGER		COORDENADAS MAGNA SIRGAS -ORIGEN NACIONAL		LONGITUD (m)
				NORTE	ESTE	NORTE	ESTE	
1	TRAMO 1 ENTRADA PONTON EXISTENTE	INICIO	K0+000.00	1206833,43	926777,17	2272668,41	5139336,71	6,32
		FIN	K0+006,32	1206838.64	926773.57	2272673,60	5139333,09	
	TRAMO 1 SALIDA PONTON EXISTENTE A BOX EXISTENTE	INICIO	K0+017,80	1206848.06	926767.06	2272682,99	5139326,55	163,35
		FIN	K0+181,15	1206991.69	926689.51	2272826,24	5139248,50	
	TRAMO 1 SALIDA BOX EXISTENTE A FIN DE TRAMO	INICIO	K0+238,44	1207041.23	926660.85	2272875,64	5139219,68	20,86
		FIN	K0+259.30	1207059,35	926650,50	2272893,71	5139209,26	
2	TRAMO 2 ACCESO	INICIO	K0+000.00	1206959,14	926687,63	2272793,70	5139246,75	14,19
		FIN	K0+014.19	1206964,47	926700,78	2272799,08	5139259,87	
TOTAL (m)								204,72

Fuente: Elaboración propia

Además de la construcción del pavimento, el proyecto abarca una serie de obras complementarias clave para garantizar la funcionalidad y durabilidad de la vía. Estas incluyen:

- Obra hidráulica tipo box culvert, necesaria para garantizar un adecuado paso de las aguas superficiales y subterráneas.
- Estructuras de encauzamiento y encole para el manejo eficiente de las aguas pluviales, protegiendo la infraestructura vial de posibles erosiones.
- Elementos de confinamiento, indispensables para estabilizar la vía y asegurar su resistencia a las condiciones ambientales y de tránsito.

Este proyecto está diseñado para mejorar las condiciones de transitabilidad y conectividad de los habitantes. La intervención no solo beneficiará la movilidad diaria, sino que también contribuirá al desarrollo económico y social de la región. Además, asegurará que la vía construida no solo cumpla con las expectativas de durabilidad y resistencia, sino que también proporcione beneficios tangibles a la comunidad, mejorando su calidad de vida y facilitando su movilidad en condiciones óptimas.

4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE SUMIDERO

En ingeniería se denomina sumidero a una construcción destinada al transporte y conducción de fluidos, generalmente agua el cual tiene como característica principal es que están a nivel de la superficie, de tal manera que no son muy visibles. Los sumideros 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 su sección transversal.

Para el proyecto de inversión denominado **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"**, se propone la construcción del sumidero para el drenaje de la vía a intervenir.

5 EVALUACIÓN Y DEFINICIÓN DE LOS PARAMETROS DE ENTRADA

A continuación, se presentan los parámetros básicos que tiene en cuenta el presente diseño, el cual son definidos por recomendaciones normativos, estudios de suelos y características particulares del sector donde se desarrolla el presente proyecto que tiene por objeto **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA".**

5.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

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

Tabla 3. Propiedades de los materiales del sumidero

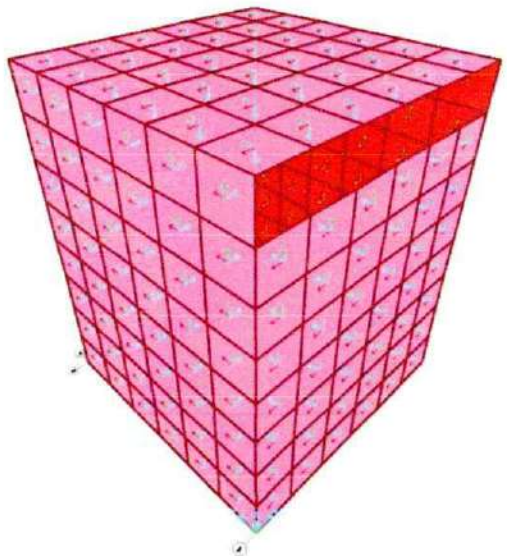
PROPIEDADES DE LOS MATERILES		
Descripción del Material	**Símbolo**	**Resistencia**
Concreto para Placa de fondo	F'c	21,0 MPa
Concreto para Muros Laterales	F'c	21,0 MPa
Concreto para Placa Superior	F'c	21,0 MPa
Solado de aislamiento	F'c	14,0 MPa
Acero Longitudinal y Transversal	Fy	420 MPa

Fuente: Autor

5.2 CARACTERISTICAS DEL SUMIDERO

El sumidero proyectado para el drenaje del agua pluvial, se proyecta en tipo cajón de conformidad con lo señalado en el estudio hidrológico e hidráulico del presente proyecto.

figura 2. Modelo del sumidero SAP2000



Fuente: SAP2000 y Autor

5.3 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 4. Propiedades del suelo

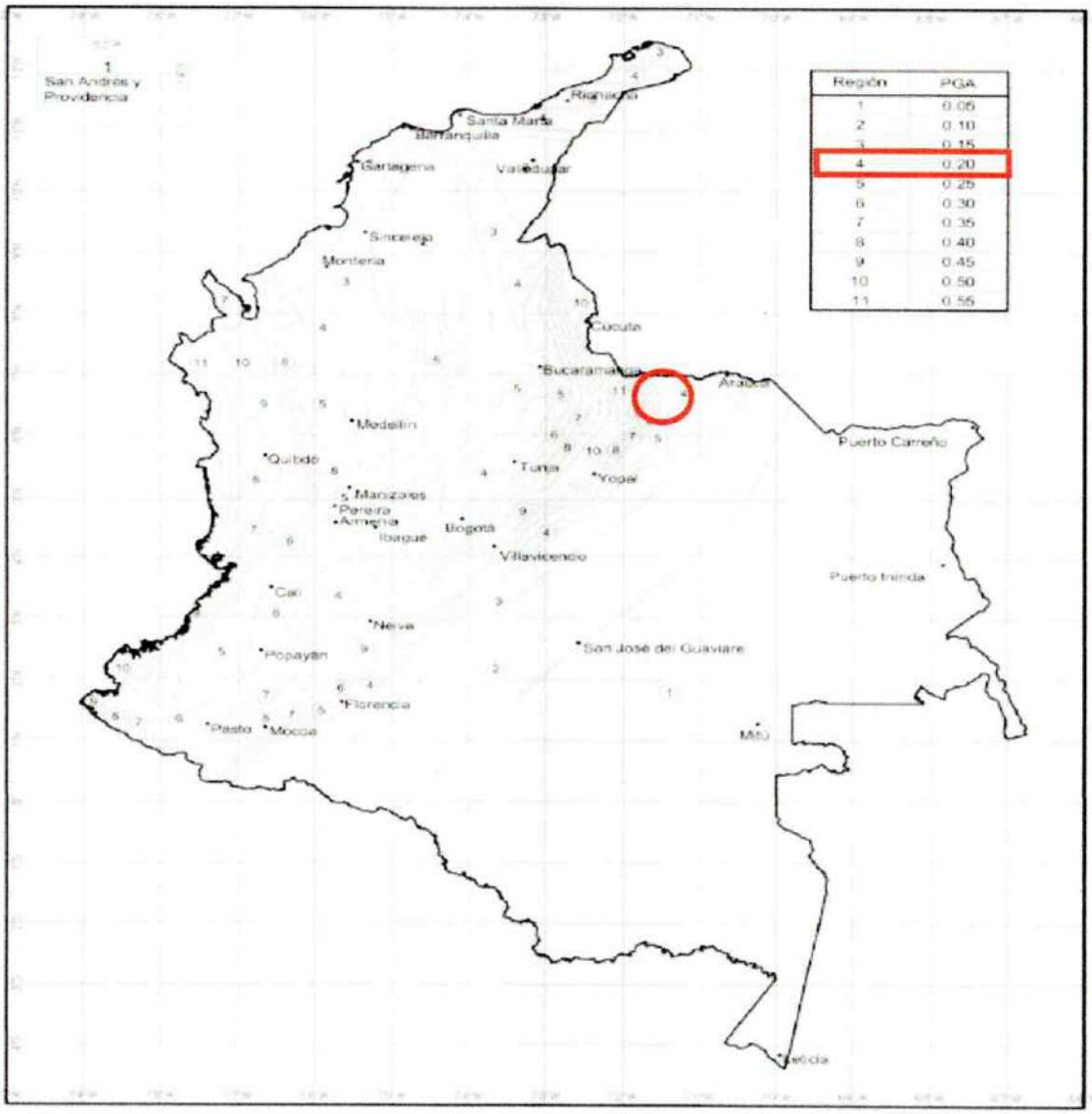
PROPIEDADES DEL SUELO		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Nivel de Desplante de la Estructura	-	0.80 m
Angulo de fricción interna del suelo	Ø	30.26°
Peso específico del relleno	ɣ	18.00 KN/m^3
Capacidad Admisible del suelo	σ_{adm}	406.60 KN/m^2
Tipo de perfil de suelo	-	D

Fuente: Autor

5.4 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:

figura 3. Mapa de valores PGA



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

Tabla 5. 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

6 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 un sumidero para la conducción de las aguas pluviales, la cual dicha obra contribuye con el correcto drenaje de las afluentes, que hacen parte del proyecto de inversión denominado **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"** se contempla la metodología de diseño la cual incluye aspectos como:

- Predimensionamiento 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 sumidero del que hace mención el presente documento este se encuentra conformado por los siguientes elementos estructurales:

- Placa de fondo
- Muros Laterales
- Placa Superior

Nota: Se proyecta una tapa en concreto, el cual descansa sobre los muros del sumidero.

6.1 DIMENSIONAMIENTO

El dimensionamiento inicial de los elementos, se realiza en base a las recomendaciones dadas por el código ACI 350-01, y el criterio del diseñador, obedeciendo a recubrimientos mínimos, en este caso se definen los siguientes espesores.

Tabla 6. Predimensionamiento de lo elementos

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

7 ANALISIS DE CARGAS

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

7.1 CARGAS DE PESO PROPIO

Para el análisis estructural del sumidero 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 3d orientada a objetos.

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

7.2 CARGA DE EMPUJE DEL RELLENO POSTERIOR (H)

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

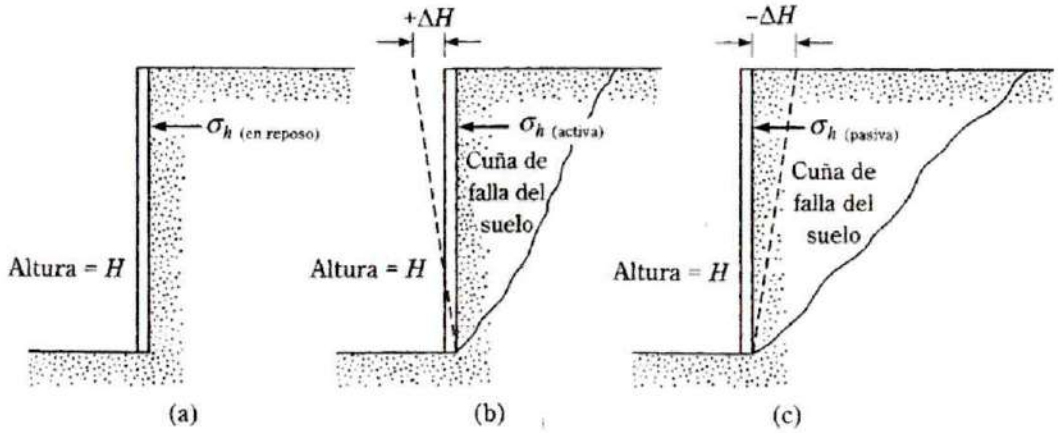
El empuje del relleno de puede desarrollar en diferentes condiciones, las cuales se describen a continuación:

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.

figura 4. Naturaleza de la presión lateral de la tierra sobre un muro



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

Para el análisis de empuje de tierra sobre el sumidero que hace parte del proyecto que tiene por objeto **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, 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 E_a, 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:

$$H_Z = K_a \cdot \Upsilon_s \cdot Z$$

Donde:

H_Z Presión lateral ejercida por el suelo
K_a Coeficiente de presión lateral activa del terreno
Υ_s Peso Unitario del suelo
Z Distancia de profundidad para aplicación de la fuerza

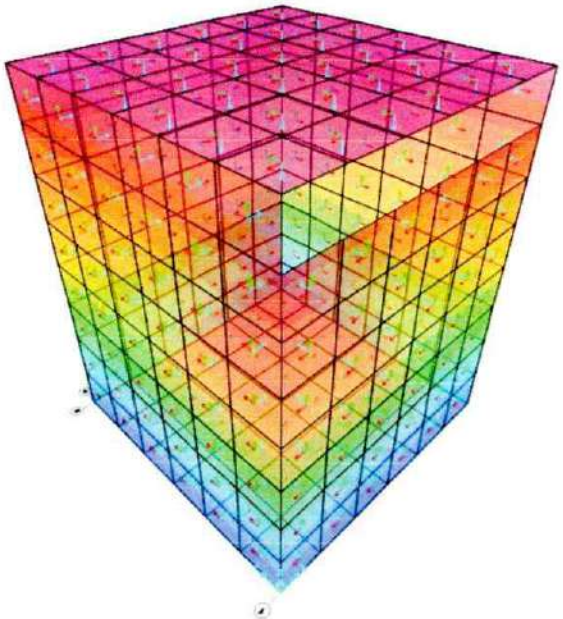
Debido a que los muros del sumidero considerados en el presente proyecto se localizan a los costados de la fuente hídrica, no se permite el uso de material de relleno que tenga plasticidad, es decir, se prohíbe la utilización de limos y arcillas ya que estos corresponden a materiales inestables cuando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

Tabla 7. Análisis y resultados de empuje en el relleno posterior

ANALISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL TERRENO (H)		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Peso unitario del suelo de relleno	γ	18,00 KN/m3
Angulo de fricción interna del suelo de relleno	Ø	30,26 °
Altura del muro	h	0,800 m
Coeficiente de presión lateral del suelo en reposo	K_0	0,50
Coeficiente de presión lateral activa del terreno	K_a	0,33
Presión lateral mínima	**H_1**	**0,00 KN/m2**
Presión Lateral Máxima	**H_2**	**4,75 KN/m2**

Fuente: Autor

figura 5. Asignación Cargas de empuje horizontal terreno en SAP2000



Fuente: SAP2000 y 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 sumidero que se está analizando en el presente diseño se encuentran las siguientes cargas:

7.3 CARGA MUERTA POR PESO DE ESTANCAMIENTO DE SEDIMENTO (D)

Como es natural en un afluente hídrico puede presentarse transporte de material que se ira acumulando a lo largo de la estructura 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

$$D = \gamma_s . h$$

Donde:

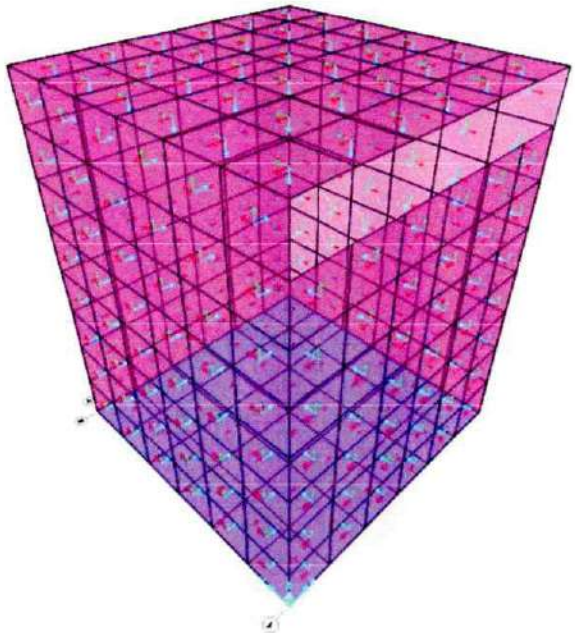
D Carga vertical de suelo (KN/m)
γ_s Peso específico del suelo (KN/m^3)
h Altura de suelo (m)

Tabla 8. Análisis y resultados de carga muerta por estancamiento de sedimentos

ANALISIS DE CARGA MUERTA POR ESTANCAMIENTO DE SEDIMENTOS		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Peso unitario del suelo de sedimento acumulado	ɣ	19.00 KN/m3
Altura considerada (Criterio del diseñador)	h	0.40 m
Carga muerta sobre losa de fundación	**D**	**7.60 KN/m2**

Fuente: Autor

figura 6. Asignación de carga muerta por estancamiento de sedimentos en SAP2000



Fuente: SAP2000 y Autor

7.4 ANALISIS DE CARGA MUERTA POR PESO DE FLUIDOS (F)

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 sumidero tal como se presenta a continuación:

$$F = \gamma_A . h$$

Donde:

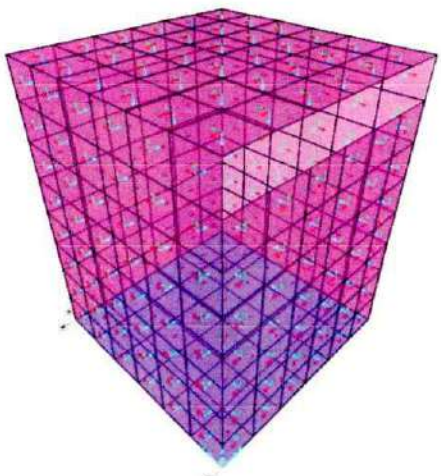
F Carga Vertical de Agua (KN/m^2)
γ_A Peso específico del Agua (KN/m^3)
h Altura del Agua (m)

Tabla 9. 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	γ	10,00 KN/m3
Altura considerada	h	0,800 m
carga de agua sobre losa de fundación	**F**	**8,00 KN/m2**

Fuente: Autor

figura 7. Asignación de carga muerta por peso de fluidos en SAP2000



Fuente: SAP2000 y Autor

7.5 ANALISIS DE CARGA VIVA POR MANTENIMIENTOS DE LA ESTRUCTURA (L)

Para el caso del diseño estructural de la estructura 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 10. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupacion o uso		Carga uniforme (kN/m²) m² de área en planta	Carga uniforme (kgf/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
Fabricas	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.

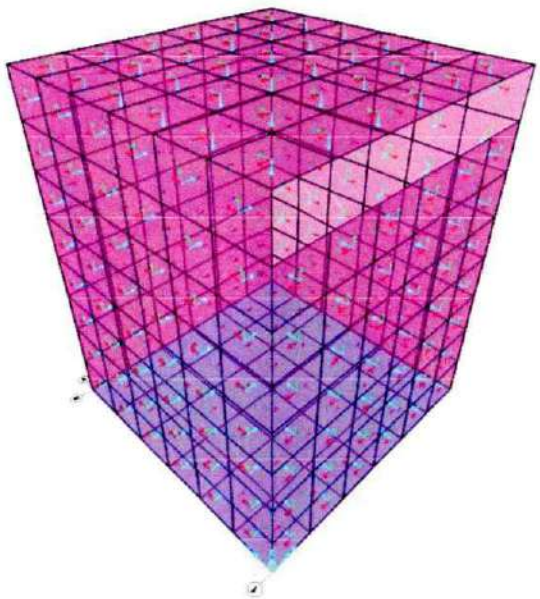
Por tanto y de conformidad con lo expuesto en las tablas anteriormente expuestas se decide realizar el análisis de carga viva tal como se detalla a continuación:

Tabla 11. 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

figura 8. Asignación de carga viva por mantenimiento de la estructura en SAP2000



Fuente: SAP2000 y Autor

7.6 ANALISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL AGUA (F)

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 específico del agua (KN/m^3)
h Profundidad lámina de agua (m)

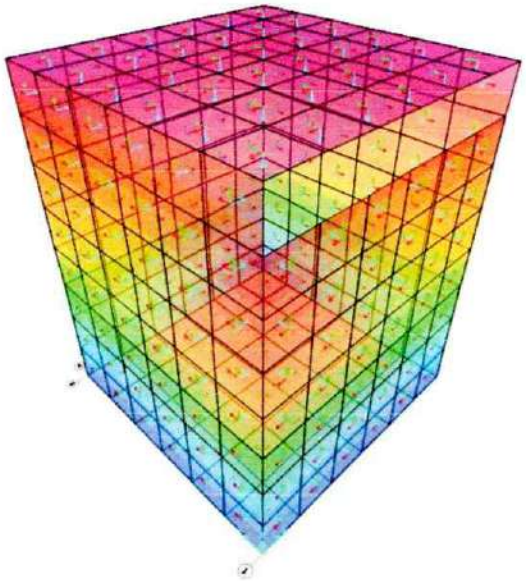
Tabla 12. Análisis y resultados de carga por empuje de agua

ANALISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL AGUA		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Peso unitario del Agua	γ	10,00 KN/m3
Altura del sumidero	h	0,800 m
Presión lateral mínima	**F_1**	**0,00 KN/m2**

ANALISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL AGUA		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Presión Lateral Máxima	**F_2**	**8,00 KN/m2**

Fuente: Autor

Figura 9. Asignación Cargas de Presión Horizontal del Agua en SAP2000



Fuente: SAP2000 y Autor

7.7 ANALISIS DE FUERZA SISMICA

Las cargas sísmicas que pueden presentarse sobre la estructura 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
$\emptyset$	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 esta 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

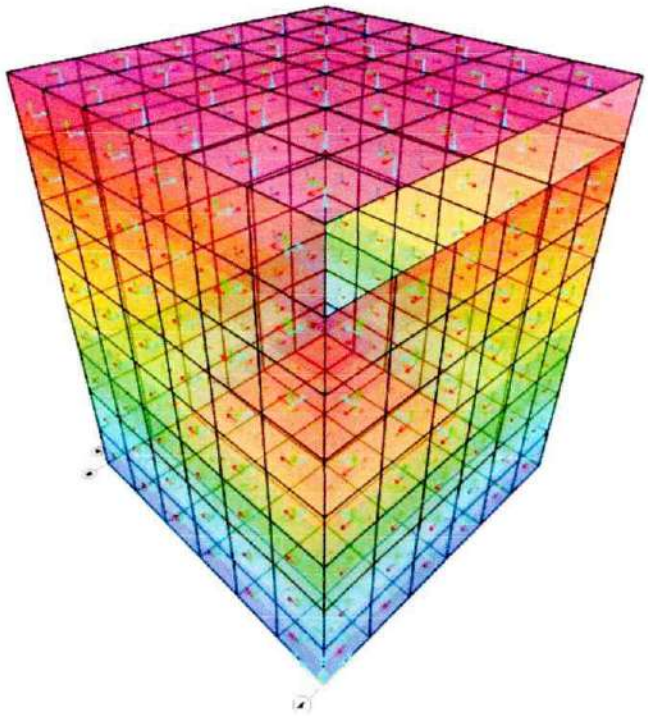
Tabla 13. Análisis y resultados de fuerza sísmica sobre Muros

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	0,2
Tipo de perfil de suelo de acuerdo con lo indicado en estudio Geotécnico 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	1,400
Coeficiente de aceleración sísmica	As	0,28
Coeficiente sísmico de aceleración horizontal suponiendo que no ocurre ningún desplazamiento del muro de acuerdo con el numeral 11.6.5.2.1 de CCP-14	Kh0	0,280
Coeficiente de aceleración sísmica vertical de acuerdo con consideraciones del numeral 11.6.5.2.1 de CCP-14	Kv	0,000
Coeficiente de aceleración sísmica horizontal de acuerdo con consideraciones del numeral C11.6.5.2,2 de CCP-14	Kh	0,140
Angulo de inercia sísmica	θMO	7,97 °
Angulo de fricción interna del suelo	Ø	30,26 °

ANALISIS DE FUERZA SISMICA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
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	í	0,00 °
Coeficiente de presión sísmica activa del suelo	KAE	0,421
Coeficiente de presión lateral activa	Ka	0,330
Profundidad donde se produce la presión Máxima	z	0,800 m
Peso Unitario del Suelo	ɣ	18,00 KN/m3
Presión lateral por sismo en el terreno	**E**	**1,32 KN/m2**

Fuente: Autor

figura 10. Asignación de cargas horizontal sísmica sobre muros



Fuente: SAP2000 y Autor

7.8 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

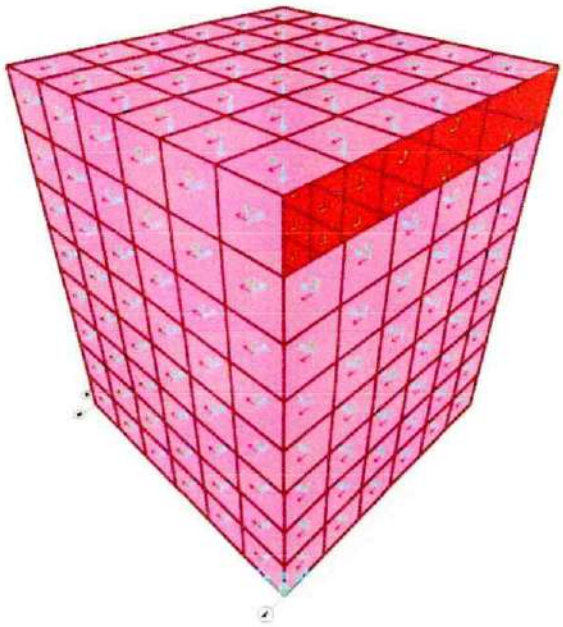
A continuación, presentamos el análisis de resultados obtenidos

Tabla 14. Análisis y resultados de interacción suelo - Estructura

INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA		
DESCRIPCIÓN	**SIMBOLO**	**VALOR**
Capacidad admisible del terreno, tomado de estudio Geotécnico	σ_{adm}	406,60 KN/m2
Factor de seguridad del terreno	FS	2,5
Coeficiente de Balastro, aplicando ecuación Bowles	**K**	**40.660,00 KN/m3**

Fuente: Autor

figura 11. Asignación coeficiente de Balastro



Fuente: SAP2000 y Autor

8 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga necesarias para el análisis estructural del diseño del sumidero, 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:

$$Fuerza\ de\ Diseño \geq Fuerza\ Requerida$$

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

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:

1. La resistencia requerida U, se calcula multiplicando las cargas de servicio por los factores de carga. Por lo tanto, el momento mayorado M_U 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.

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

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

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

$$\left[A_s.f_y.\left(d - \frac{a}{2}\right)\right] \geq 1{,}4M_d + 1{,}7M_L$$

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 más 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:

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

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 15. 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			
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 16. 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 17. 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	
U20	ENVOLVENTE DE CARGAS (S1, S2, S3, S4)					

Fuente: Código ACI 350-01

9 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:

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

$$m = \frac{f_y}{0{,}85 \cdot f'_c}$$

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

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

Donde:

P	Cuantía teórica de refuerzo
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

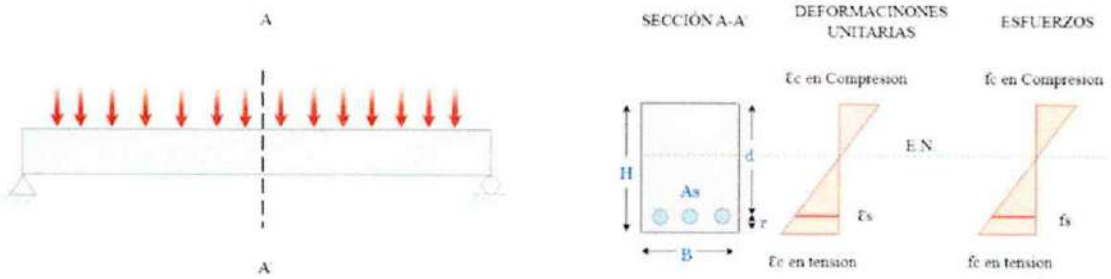
De igual manera se debe tener en cuenta la teoría, análisis y diseño de vigas y losas sometidas a flexión en la cual se supone que se coloca una pequeña carga transversal sobre una viga de concreto con refuerzo de tensión y que esta carga se incrementa gradualmente en magnitud hasta que la viga falla.

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

9.1 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.

figura 12. Etapa del concreto No Agrietado



Fuente: Autor

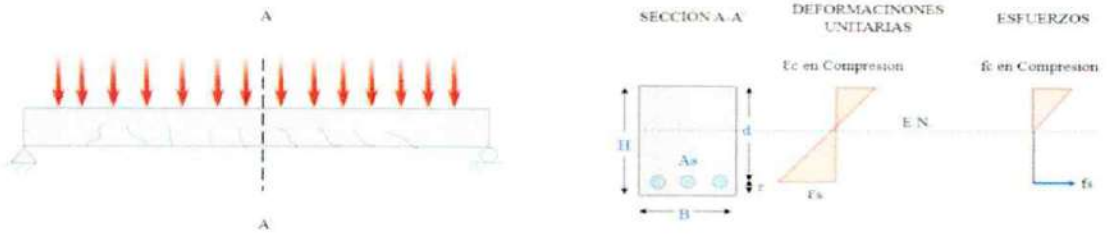
9.2 CONCRETO AGRIETADO, ETAPA DE ESFUERZOS ELÁSTICOS

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.

figura 13. Concreto Agrietado, Etapa de esfuerzos elásticos

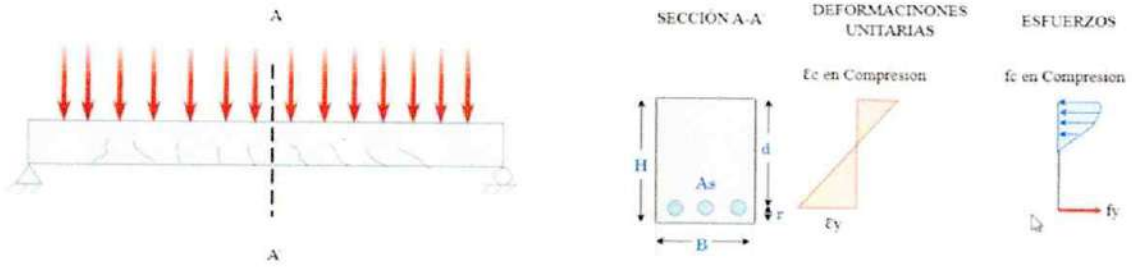


Fuente: Autor

9.3 FALLA DE LA VIGA, ETAPA DE RESISTENCIA ULTIMA

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.

figura 14. 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

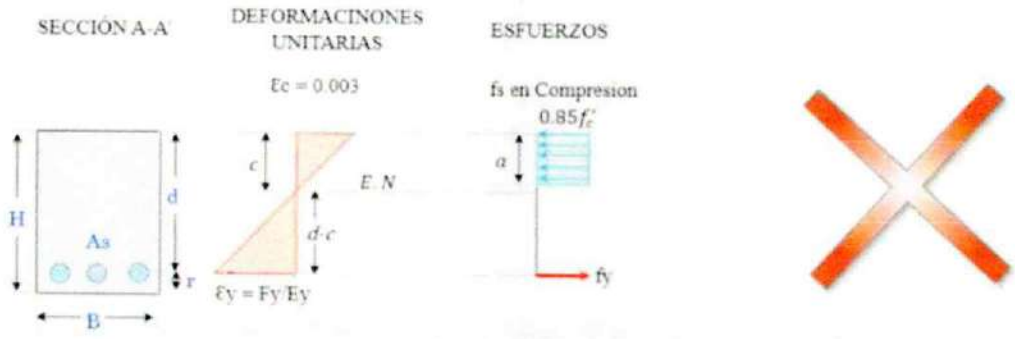
9.4 SECCIONES BALANCEADAS

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.

figura 15. Sección Frágil

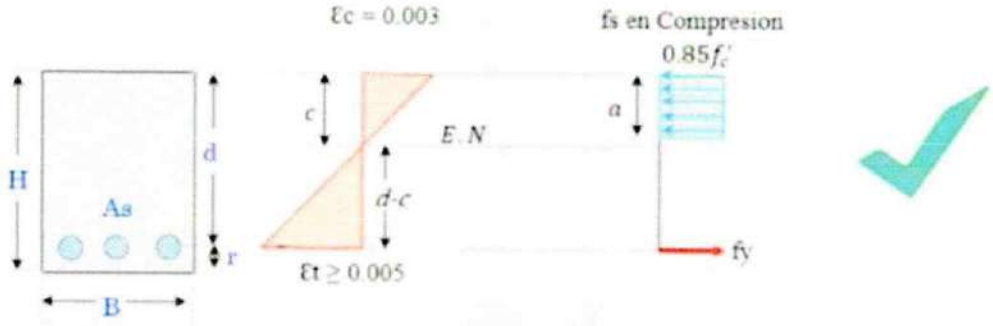


Fuente: Autor

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

figura 16. Sección Ductil

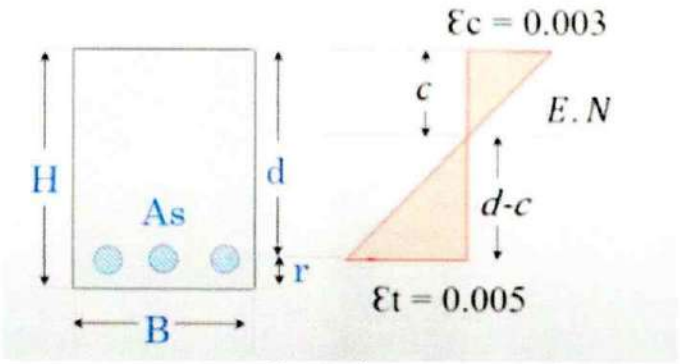


Fuente: Autor

9.5 FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA

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

figura 17. Sección dúctil controlada por tensión



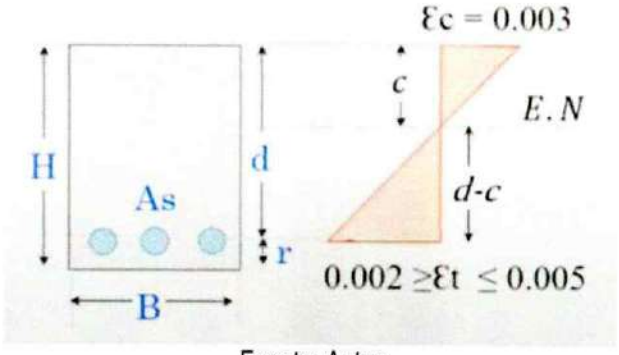
Fuente: Autor

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.

$$\phi = 0{,}65 + (\varepsilon_t - \varepsilon_y)\frac{0{,}25}{(0{,}005 - \varepsilon_y)}$$

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.

figura 18. Sección en el intervalo de transición de tensión a compresión

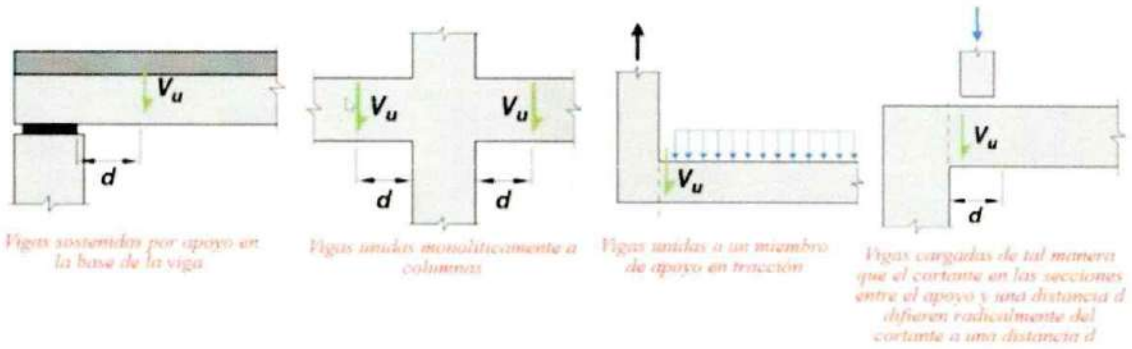


Fuente: Autor

10 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:

figura 19. Puntos donde se genera una fuerza cortante



Fuente: https://gmoralexv2.weebly.com/iii-esfuerzo-cortante-y-tensioacuten diagonal.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 artículo 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:

1. 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.

2. Tener en cuenta inexactitudes en las ecuaciones de diseño.

3. 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 den la resistencia Ø debe ser el dado en los siguientes apartados.

Tabla 18. Factores de reducción de la resistencia

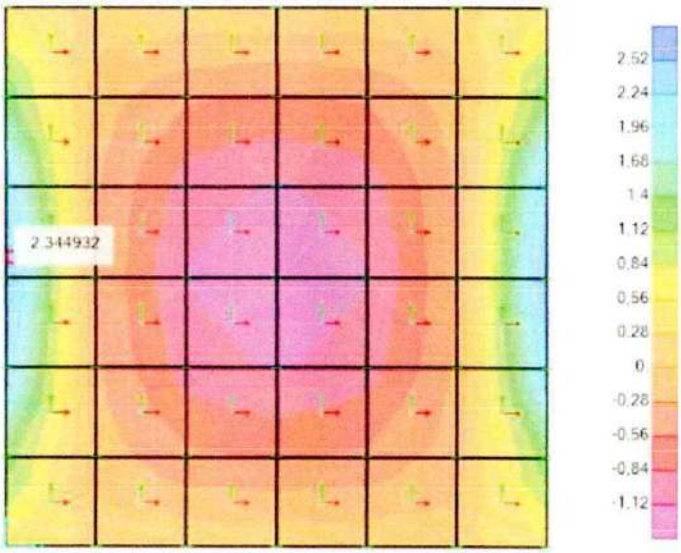
DESCRIPCIÓN	VALOR Ø
Secciones controladas por tracción	0,90
Secciones controladas por compresión ➢ Elementos con refuerzo en espiral ➢ Otros elementos reforzados	 0,75 0,65
Cortante y Torsión	0,75
Aplastamiento en el concreto	0,65
Zonas de anclaje postensado	0,85
Los modelos puntales – tensor	0,75

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

11 RESULTADOS DISEÑO LOSA INFERIOR

11.1 REFUERZO PARALELO AL EJE 11

figura 20. Diagrama de momentos sobre placa M11



Fuente: SAP2000

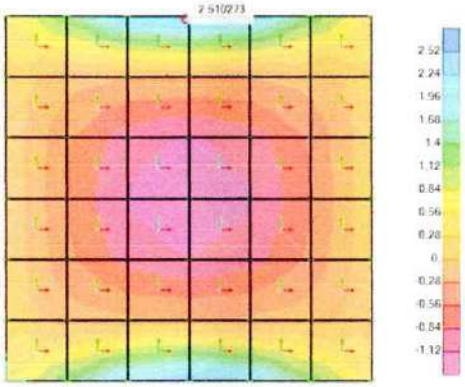
Tabla 19. Momento positivo sobre placa M11

REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO EN LA PLACA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 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	1/2 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	2,84 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)	Mact	2,35 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	18,93 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	18,93 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	21,03 KN-m
Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0,0037
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}	0,0213
Cuantia maxima	ρ_{max}	0,016
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0,0037
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	A_s	439,01 mm2
Area de la barra de acero seleccionada	A_b	129,00 mm2
Cantidad de barras de acero a instalar	Ca	4,00
Instalar barras N° 4 cada 0,25 m en sentido paralelo a la sección transversal		

Fuente: Autor

11.2 REFUERZO PERPENDICULAR AL EJE 22

figura 21. Diagrama de momentos sobre placa M22



Fuente: SAP2000

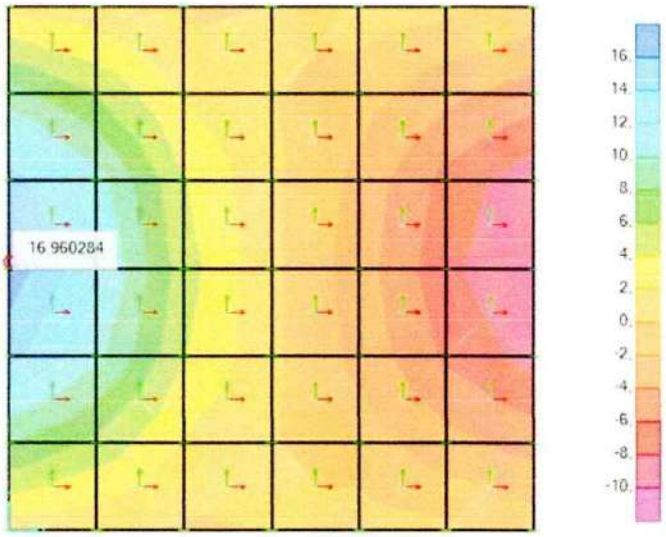
Tabla 20. Momento positivo sobre placa M22

REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO EN LA PLACA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 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	1/2 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	2,84 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)	Mact	2,510 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	18,93 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	18,93 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	21,03 KN-m
Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0,0037
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}	0,0213
Cuantia maxima	ρ_{max}	0,016
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0,0037
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	A_s	439,01 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 barras N° 4 cada 0,25 m en sentido perpendicular a la sección transversal		

Fuente: Autor

11.3 CHEQUEO POR CORTANTE

figura 22. Diagrama de cortante sobre placa V13



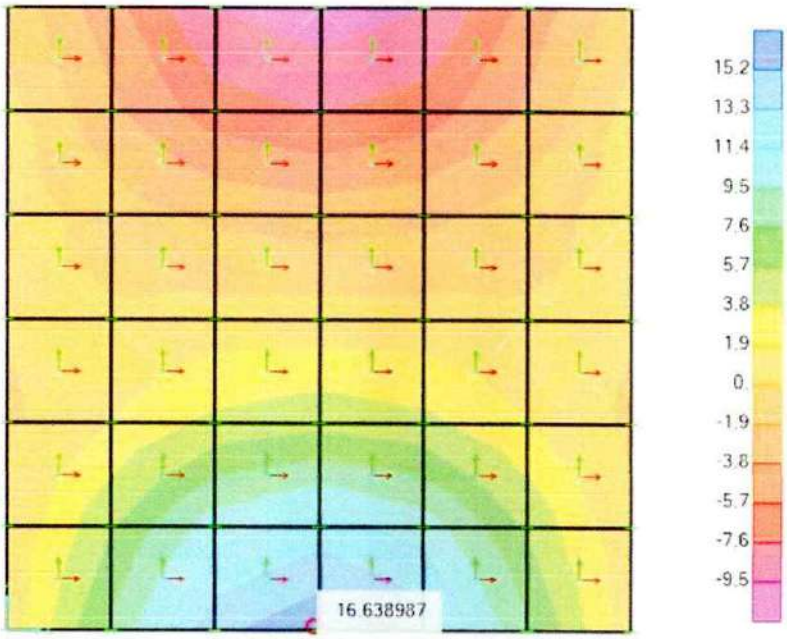
Fuente: SAP2000

Tabla 21. Cortante sobre placa V13

REVISIÓN A CORTANTE V13		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 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	1/2 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	92,43 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**	**69,32 KN**
Esfuerzo maximo de corte en placa (Tomado de SAP-2000)	σ_{max}	16,96 KN/m2
Area tributaria sobre la cual actua el esfuerzo de corte	At	0,20 m
Fuerza cortante sobre la sección de concreto	**Vu**	**3,39 KN**
OK Cumple diseño por cortante		

Fuente: Autor

figura 23. Diagrama de cortante sobre placa V23



Fuente: SAP2000

Tabla 22. Cortante sobre placa V23

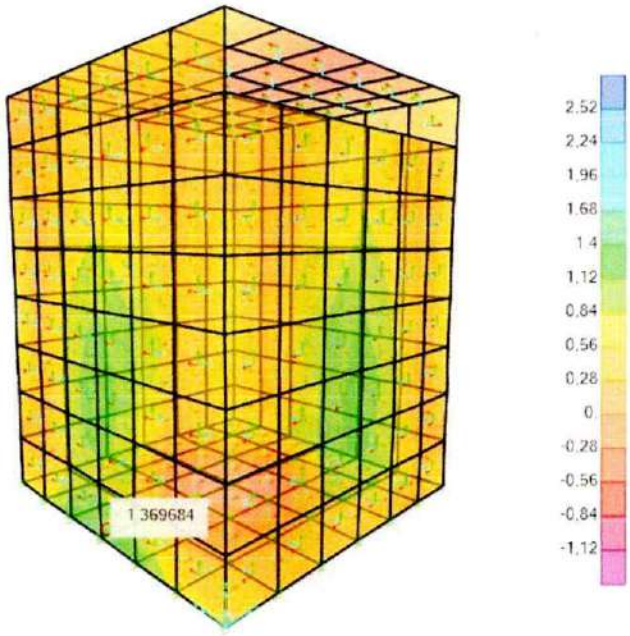
REVISIÓN A CORTANTE V23		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 MPa
Ancho de Placa	b	1.000,00 mm
Alto de Placa	h	200,00 mm
Espesor de recubrimiento	e	75,00 mm
Número Barra de refuerzo	N°	4
Diametro barra de refuerzo	Ø	1/2 Pulgadas
		12,70 mm
Distancia desde 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	92,43 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**	**69,32 KN**
Esfuerzo maximo de corte en muro (Tomado de SAP-2000)	σ_{max}	16,64 KN/m2
Area tributaria sobre la cual actua el esfuerzo de corte	At	0,20 m
Fuerza cortante sobre la sección de concreto	**Vu**	**3,33 KN**
OK Cumple diseño por cortante		

Fuente: Autor

12 RESULTADOS DISEÑO DE MUROS

12.1 REFUERZO PARALELO AL EJE 11

figura 24. Diagrama de momentos sobre muros M11



Fuente: SAP2000

Tabla 23. Momento positivo sobre muros M11

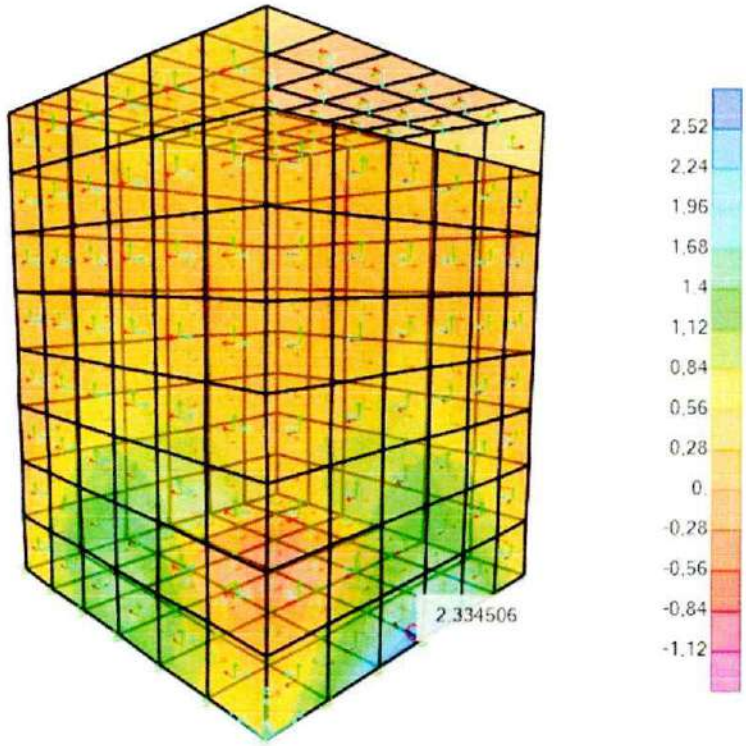
REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO SOBRE MUROS		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 MPa
Resistencia a la fluencia del Acero	Fy	420,00 MPa
Ancho de Muro	b	1,00 m
Espesor de Muro	h	0,20 m
Espesor de recubrimiento	e	0,075 m
Número Barra de refuerzo	N°	4
Diametro barra de refuerzo	Ø	1/2 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	2,84 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 (Extraido de SAP-2000)	Mact	1,360 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	18,93 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	18,93 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	21,03 KN-m

Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0.0037
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}	0.0213
Cuantia maxima	ρ_{max}	0.016
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0.0037
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	A_s	439.01 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 barras N° 4 cada 0.25 m en sentido paralelo a la sección transversal		

Fuente: Autor

12.2 REFUERZO PERPENDICULAR AL EJE 22

figura 25. Diagrama de momentos sobre muros M22



Fuente: SAP2000

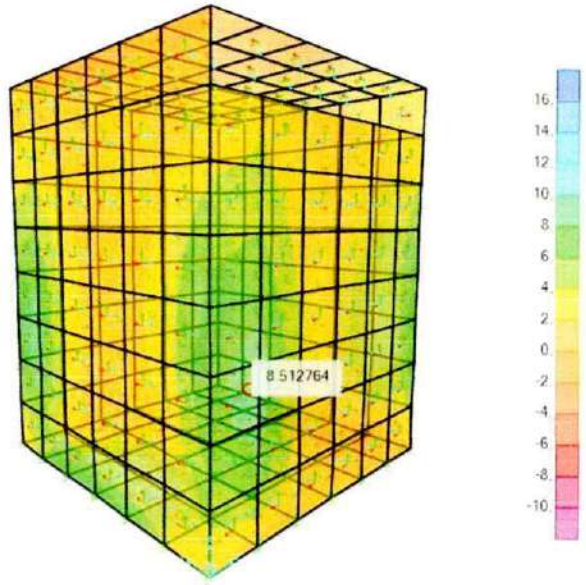
Tabla 24. Momento positivo sobre muros M22

REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO SOBRE MUROS		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 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	1/2 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	2,84 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}	2,330 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	18,93 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	18,93 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	21,03 KN-m
Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0,0037
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}	0,0213
Cuantia maxima	ρ_{max}	0,016
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0,0037
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	A_s	439,01 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 barras N° 4 cada 0,25 m en sentido perpendicular a la sección transversal		

Fuente: Autor

12.3 CHEQUEO POR CORTANTE

figura 26. Diagrama de cortante sobre muros V13



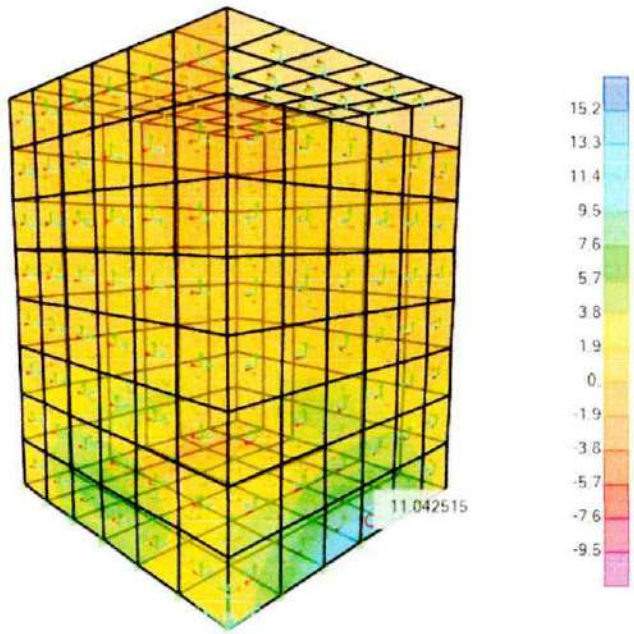
Fuente: SAP2000

Tabla 25. Cortante sobre muros V13

REVISIÓN A CORTANTE V13		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 MPa
Ancho de Muro	b	1.000,00 mm
Espesor de Muro	h	200,00 mm
Espesor de recubrimiento	e	75,00 mm
Número Barra de refuerzo	N°	4
Diametro barra de refuerzo	Ø	1/2 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	92,43 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**	**69,32 KN**
Esfuerzo maximo de corte en muro (Tomado de SAP-2000)	σ_{max}	8,51 KN/m2
Area tributaria sobre la cual actua el esfuerzo de corte	At	0,20 m
Fuerza cortante sobre la sección de concreto	**Vu**	**1,70 KN**
OK Cumple diseño por cortante		

Fuente: Autor

figura 27. Diagrama de cortante sobre muros V23



Fuente: SAP2000

Tabla 26. Cortante sobre muros V23

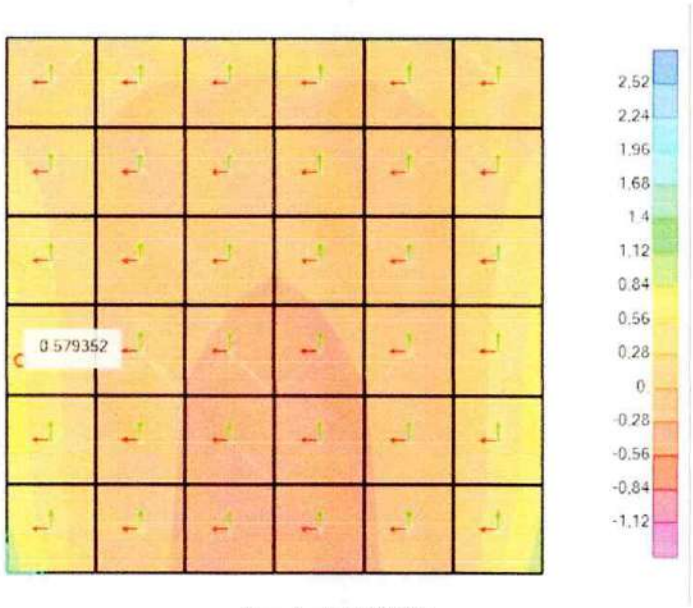
REVISIÓN A CORTANTE V23		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 MPa
Ancho de Muro	b	1.000,00 mm
Espesor de Muro	h	200,00 mm
Espesor de recubrimiento	e	75,00 mm
Número Barra de refuerzo	N°	4
Diametro barra de refuerzo	Ø	1/2 Pulgadas
		12,70 mm
Distancia desde 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	92,43 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**	**69,32 KN**
Esfuerzo maximo de corte en muro (Tomado de SAP-2000)	σ_{max}	11,04 KN/m2
Area tributaria sobre la cual actua el esfuerzo de corte	At	0,20 m
Fuerza cortante sobre la sección de concreto	**Vu**	**2,21 KN**
OK Cumple diseño por cortante		

Fuente: Autor

13 RESULTADOS DISEÑO LOSA SUPERIOR

13.1 REFUERZO PARALELO AL EJE 11

figura 28. Diagrama de momentos sobre placa M11



Fuente: SAP2000

Tabla 27. Momento positivo sobre placa M11

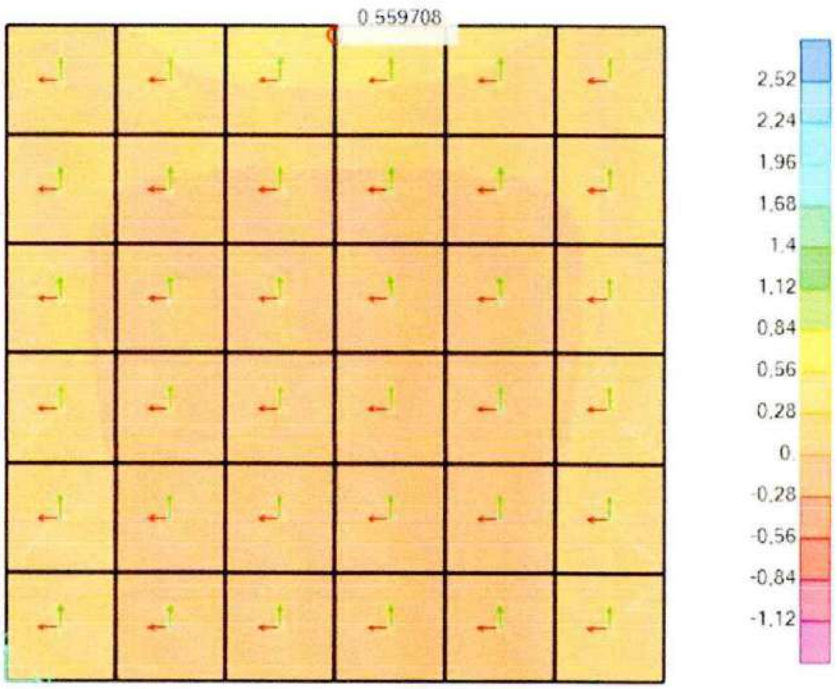
REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO EN LA PLACA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 MPa
Resistencia a la fluencia del Acero	Fy	420,00 MPa
Ancho de Placa	b	1,00 m
Alto de Placa	h	0,20 m
Espesor de recubrimiento	e	0,075 m
Número Barra de refuerzo	N°	4
Diametro barra de refuerzo	Ø	1/2 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	2,84 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 (Extraido de SAP-2000)	Mact	0,58 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	18,93 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	18,93 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	21,03 KN-m

Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0,0037
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}	0,0213
Cuantia maxima	ρ_{max}	0,016
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0,0037
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	A_s	439,01 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 barras N° 4 cada 0,25 m en sentido paralelo a la sección transversal		

Fuente: Autor

13.2 REFUERZO PERPENDICULAR AL EJE 22

figura 29. Diagrama de momentos sobre placa M22



Fuente: SAP2000

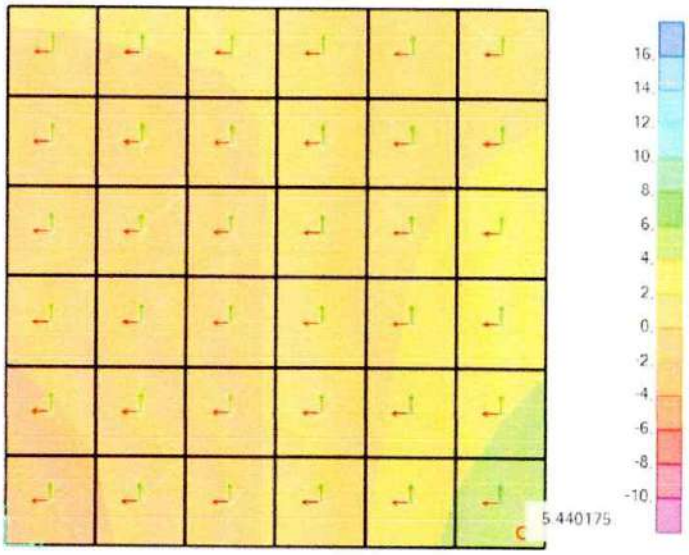
Tabla 28. Momento positivo sobre placa M22

REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO EN LA PLACA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 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	1/2 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	2,84 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}	0,560 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	18,93 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	18,93 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	21,03 KN-m
Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0,0037
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}	0,0213
Cuantia maxima	ρ_{max}	0,016
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0,0037
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	A_s	439,01 mm2
Area de la barra de acero seleccionada	A_b	129,00 mm2
Cantidad de barras de acero a instalar	Ca	4,00
Instalar barras N° 4 cada 0,25 m en sentido perpendicular a la sección transversal		

Fuente: Autor

13.3 CHEQUEO POR CORTANTE

figura 30. Diagrama de cortante sobre placa V13



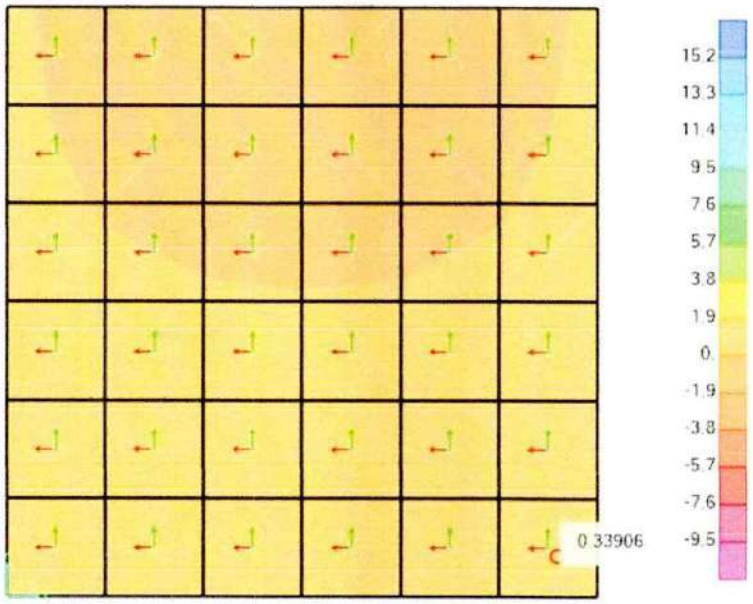
Fuente: SAP2000

Tabla 29. Cortante sobre placa V13

REVISIÓN A CORTANTE V13		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 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	1/2 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	92,43 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**	**69,32 KN**
Esfuerzo maximo de corte en placa (Tomado de SAP-2000)	σ_{max}	5,44 KN/m2
Area tributaria sobre la cual actua el esfuerzo de corte	At	0,20 m
Fuerza cortante sobre la sección de concreto	**Vu**	**1,09 KN**
OK Cumple diseño por cortante		

Fuente: Autor

figura 31. Diagrama de cortante sobre placa V23



Fuente: SAP2000

Tabla 30. Cortante sobre placa V23

REVISIÓN A CORTANTE V23		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 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	1/2 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	92,43 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**	**69,32 KN**
Esfuerzo maximo de corte en muro (Tomado de SAP-2000)	σ_{max}	0,34 KN/m2
Area tributaria sobre la cual actua el esfuerzo de corte	At	0,20 m
Fuerza cortante sobre la sección de concreto	**Vu**	**0,07 KN**
OK Cumple diseño por cortante		

Fuente: Autor

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=21 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 del sumidero debe tener las siguientes dimensiones:

  - Losa inferior 0,20 m
  - Muros Laterales 0,20 m
  - Losa superior 0,20 m

- 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.

- Según el diseño estructural presentado en el análisis anterior se requiere instalar doble parrilla de barras numero 4 separadas cada 25 cm en los dos sentidos en la losa inferior, en los muros laterales y en la losa superior, para el correcto funcionamiento y durabilidad de la estructura.

- Para garantizar un aislamiento entre el terreno natural y la estructura del sumidero 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.

- Para la construcción del sumidero se debe garantizar la conformación de juntas de separación o dilación, la cual tiene por objetivo generar la longitud necesaria para que los materiales constitutivos se dilaten y se contraigan libremente para absorber los esfuerzos generados por retracción y fraguado o por los cambios de temperatura.

- Para continuar con el armado del acero de refuerzo antes del vaciado del concreto de los muros, se debe verificar que el refuerzo de las paredes se encuentre en el sitio especificado en el diseño.

- Se recomienda seguir la distribución de aceros planteada en los planos anexos al presente documento a fin de garantizar la estabilidad de la obra propuesta.

- La longitud de la varilla incluye la longitud del gancho. Todas las barras en sus extremos deben tener como mínimo gancho estándar a 90º o a 180º.

15 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. Comisión Asesora Permanente Para El Régimen De Construcciones Sismo Resistentes. Bogotá. D.C 2010.
- NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES – LRFD – CCP 14. Ministerio De Transporte, Instituto Nacional De Vías. Asociación colombiana De Ingeniería Sísmica. AIS – INVIAS. 2014.
- AASHTO [American Association of State Highway and Transportation Officials] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2012-2014) Washington D.C.
- Norma y Especificaciones Técnicas de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá-ESP (EAAB-ESP).
- Ingenieria Civil Tips. (2011, 12 de mayo). Presión lateral de tierra [Entrada de blog]. Ingenieria Civil Tips. https://ingenieriaciviltips.blogspot.com/2011/05/presion-lateral-de-tierra.html
- American Concrete Institute [ACI]. (2001). Code requirements for environmental engineering concrete structures and commentary (ACI 350-01). American Concrete Institute

El presente documento se expide el día 28 de abril del año 2026.

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P. No. 68202-198968 STD

Tame, 28 de abril de 2026

Señores:
MUNICIPIO DE TAME

Asunto: MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA, identificado con cédula de ciudadanía No. 1.098.653.119 de Bucaramanga – Santander, en mi condición de Ingeniero civil – Especialista en estructuras portador de la matrícula profesional No. 68202-198968 STD, declaro que he realizado el diseño estructural del sumidero para el proyecto: **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"** a construirse en el Municipio de Tame, Departamento de Arauca, así mismo declaro que asumo la responsabilidad del perjuicio que por causa de él pueda deducirse y hago constar que el presente documento cumple con los requisitos técnicos vigentes, establecidos en las Normas Técnicas Colombianas cuyos resultados se encuentran consignados en el estudio, que anexo debidamente firmado.

Asimismo, aclaro que este documento no puede ser modificado sin mi autorización una vez sea viabilizado el proyecto.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi Tarjeta Profesional y certificado de vigencia y antecedentes profesionales.

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P. No. 68202-198968 STD

Tame, 28 de abril de 2026

Señores:
MUNICIPIO DE TAME

Asunto: CARTA DE CESIÓN DE DERECHOS

Yo, JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA, identificado con cédula de ciudadanía No. 1.098.653.119 de Bucaramanga – Santander, en mi condición de Ingeniero civil – Especialista en estructuras portador de la matrícula profesional No. 68202-198968 STD, declaro que he realizado el diseño estructural del sumidero para el proyecto: **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"** a construirse en el Municipio de Tame, Departamento de Arauca, Por lo anterior, manifiesto ceder plenamente los derechos a la Alcaldía del Municipio de Tame.

La duración de los derechos cedidos será por término indefinido a partir de la fecha de la firma de la presente carta de cesión de derechos.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi Tarjeta Profesional y certificado de vigencia y antecedentes profesionales.

Se expide a solicitud del interesado, a los veintiocho (28) días del mes de abril del 2026.

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P. No. 68202-198968 STD


REPUBLICA DE COLOMBIA
CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA
COPNIA

MATRICULA PROFESIONAL No.
68202198968STD
INGENIERO CIVIL

DE FECHA 20/01/2011
JORGE ALBERTO
MOLINA MOJICA
C.C. 1098653119
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL
DE SANTANDER

PRESIDENTE DEL CONSEJO


REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA
NUMERO 1.098.653.119
MOLINA MOJICA
APELLIDOS
JORGE ALBERTO
NOMBRES


FECHA DE NACIMIENTO 17-FEB-1988
TAME
(ARAUCA)
LUGAR DE NACIMIENTO
1.76 ESTATURA
A+ G.S. RH
M SEXO
07-JUN-2006 BUCARAMANGA
FECHA Y LUGAR DE EXPEDICION
REGISTRADORA NACIONAL
INDICE DERECHO
P-2700100-59153333-M-1098653119-20061017 07769 002908 02 216978370

"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"

República de Colombia

LA UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS

Autorizada por el Ministerio de Educación Nacional
Teniendo en cuenta los

Jorge Alberto Medina Mojica

C.C. N°. 1.098.653.119 de Bucaramanga

Aprobó los estudios programados y cumplió con las exigencias legales y reglamentarias le confiere el Título de

Especialista en Estructuras

En constancia se firma y sella en Tunja
a los 23 días del mes de Junio de 2017

El Secretario General

El Rector Seccional

El Decano de Facultad

El Secretario Seccional

Registro Interno No 357.305.23-06-2017

Libro 17 Folio 8

"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2026-4434163

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 1098653119, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 68202-198968 desde el 20 de Enero de 2011, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 53.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los veintiocho (28) días del mes de Abril del año dos mil veintiseis (2026).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firmal del titular (*)

(*) ¡Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicando el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

DISEÑO ESTRUCTURAL

CABEZAL DE DESCARGA

MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA

ARAUCA - TAME

ABRIL 2026

ÍNDICE DE MODIFICACIONES

ÍNDICE DE REVISIÓN	FECHA DE MODIFICACIÓN	OBSERVACIONES
1	28/04/2026	Entrega Inicial
2		
3		
4		

ELABORACIÓN

PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA
CONTIENE:	INFORME DE DISEÑO ESTRUCTURAL
VERSION:	V1
FECHA:	28/04/2026
ELABORÓ:	JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
PROFESIÓN:	Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
MATRICULA PROFESIONAL No:	68202-198968 STD
FIRMA:	

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN 6
2 OBJETIVOS 6
2.1 OBJETIVO GENERAL 6
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 6
3 GENERALIDADES 7
3.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO 7
3.2 ALCANCE DEL PROYECTO 8
4 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CABEZAL DE DESCARGA 9
5 EVALUACIÓN Y DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE ENTRADA 9
5.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES 9
5.2 CARACTERÍSTICAS DEL CABEZAL DE DESCARGA 9
5.3 PROPIEDADES DEL SUELO 10
5.4 PARAMETROS SISMICOS 11
6 DEFINICIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO 12
6.1 DIMENSIONAMIENTO 12
7 ANÁLISIS DE CARGAS 13
7.1 CARGA DEL PESO PROPIO 13
7.2 CARGA DE EMPUJE DEL RELLENO POSTERIOR (H) 13
7.3 CARGA MUERTA POR PESO DE ESTANCAMIENTO DE SEDIMENTO (D) 16
7.4 ANÁLISIS DE CARGA MUERTA POR PESO DE FLUIDOS (F) 17
7.5 ANÁLISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL AGUA (F) 18
7.6 ANÁLISIS DE CARGA VIVA POR MANTENIMIENTO DE LA ESTRUCTURA (L) 19
7.7 ANALISIS DE FUERZA SISMICA 20
7.8 INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA 24
8 COMBINACIONES DE CARGA 25
9 DISEÑO A FLEXIÓN DE LOS ELEMENTOS 29
9.1 ETAPA DEL CONCRETO NO AGRIETADO 29
9.2 CONCRETO AGRIETADO, ETAPA DE ESFUERZOS ELÁSTICOS 30
9.3 FALLA DE LA VIGA, ETAPA DE RESISTENCIA ULTIMA 30
9.4 SECCIONES BALANCEADAS 31
9.5 FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA 32
10 DISEÑO A CORTANTE DE LOS ELEMENTOS 34
11 RESULTADOS DISEÑO LOSA INFERIOR 35

11.1 REFUERZO PARALELO AL EJE 11 35
11.2 REFUERZO PERPENDICULAR AL EJE 22 37
11.3 CHEQUEO POR CORTANTE 38
12 RESULTADOS DISEÑO DE MUROS 40
12.1 REFUERZO PARALELO AL EJE 11 40
12.2 REFUERZO PERPENDICULAR AL EJE 22 41
12.3 CHEQUEO POR CORTANTE 43
13 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 45
14 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS 46

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 – Coordenadas del proyecto en estudio 7
Tabla 2 – Coordenadas de localización estructura de pavimento 8
Tabla 3 – Propiedades de los materiales del cabezal de descarga 9
Tabla 4 – Propiedades del suelo 10
Tabla 5 – Valores del factor de sitio, F_{pga}, en el periodo de vibración cero del espectro de aceleraciones 12
Tabla 6 – Predimensionamiento de lo elementos 13
Tabla 7 – Análisis y resultados de empuje en el relleno posterior 15
Tabla 8 – Análisis y resultados de carga muerta por peso del sedimento 16
Tabla 9 – Análisis y resultados de carga muerta por peso de fluidos 17
Tabla 10 – Análisis y resultados de carga por empuje de agua 18
Tabla 11 – Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas 19
Tabla 12 – Análisis y resultados de carga viva por mantenimientos de la estructura 20
Tabla 13 – Análisis y resultados de fuerza sísmica sobre Muros 22
Tabla 14 – Análisis y resultados de interacción suelo – Estructura 24
Tabla 15 – Combinaciones de cargas ultimas 28
Tabla 16 – Combinaciones de cargas afectadas por factor de durabilidad 28
Tabla 17 – Combinaciones de cargas de servicio 28
Tabla 18 – Factores de reducción de la resistencia 35
Tabla 19 – Momento positivo sobre placa M11 36
Tabla 20 – Momento positivo sobre placa M22 37
Tabla 21 – Cortante sobre placa V13 38
Tabla 22 – Cortante sobre placa V23 39
Tabla 23 – Momento positivo sobre muro M11 40
Tabla 24 – Momento positivo sobre muro M22 42
Tabla 25 – Cortante sobre muro V13 43
Tabla 26 – Cortante sobre muro V23 44

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Localización especifica de los tramos a intervenir 7
Figura 2 – Esquema del cabezal de descarga 10
Figura 3 – Mapa de valores PGA 11
Figura 4 – Naturaleza de la presión lateral de la tierra sobre un muro 14
Figura 5 – Asignación Cargas de empuje horizontal terreno en SAP2000 15
Figura 6 – Asignación de carga muerta por estancamiento de sedimentos en SAP2000 16
Figura 7 – Asignación de carga muerta por peso de fluidos en SAP2000 17
Figura 8 – Asignación Cargas de Presión Horizontal del Agua en SAP2000 18
Figura 9 – Asignación de carga viva por mantenimiento de la estructura en SAP2000 20
Figura 10 – Asignación Cargas sísmica en SAP2000 23
Figura 11 – Asignación coeficiente de Balastro 25
Figura 12 – Etapa del concreto No Agrietado 30
Figura 13 – Concreto Agrietado, Etapa de esfuerzos elásticos 30
Figura 14 – Falla de la viga, etapa de resistencia ultima 31
Figura 15 – Sección Frágil 32
Figura 16 – Sección Ductil 32
Figura 17 – Sección dúctil controlada por tensión 33
Figura 18 – Sección en el intervalo de transición de tensión a compresión 33
Figura 19 – Puntos donde se genera una fuerza cortante 34
Figura 20 – Diagrama de momentos sobre placa M11 35
Figura 21 – Diagrama de momentos sobre placa M22 37
Figura 22 – Diagrama de cortante sobre placa V13 38
Figura 23 – Diagrama de cortante sobre placa V23 39
Figura 24 – Diagrama de momentos sobre muro M11 40
Figura 25 – Diagrama de momentos sobre muro M22 41
Figura 26 – Diagrama de cortante sobre muro V13 43
Figura 27 – Diagrama de cortante sobre muro V23 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 contiene un cabezal de descarga para la conducción de las aguas que bordea el proyecto que tiene por objeto **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"**, 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 del reglamento de construcción sismorresistente Colombiano NSR-10.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el análisis y diseño estructural del cabezal de descarga para drenar el agua pluvial del proyecto que tiene por objeto **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, 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 cabezal de descarga proyectado ante diferentes combinaciones de fuerzas permanentes y transitorias.

3 GENERALIDADES

3.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

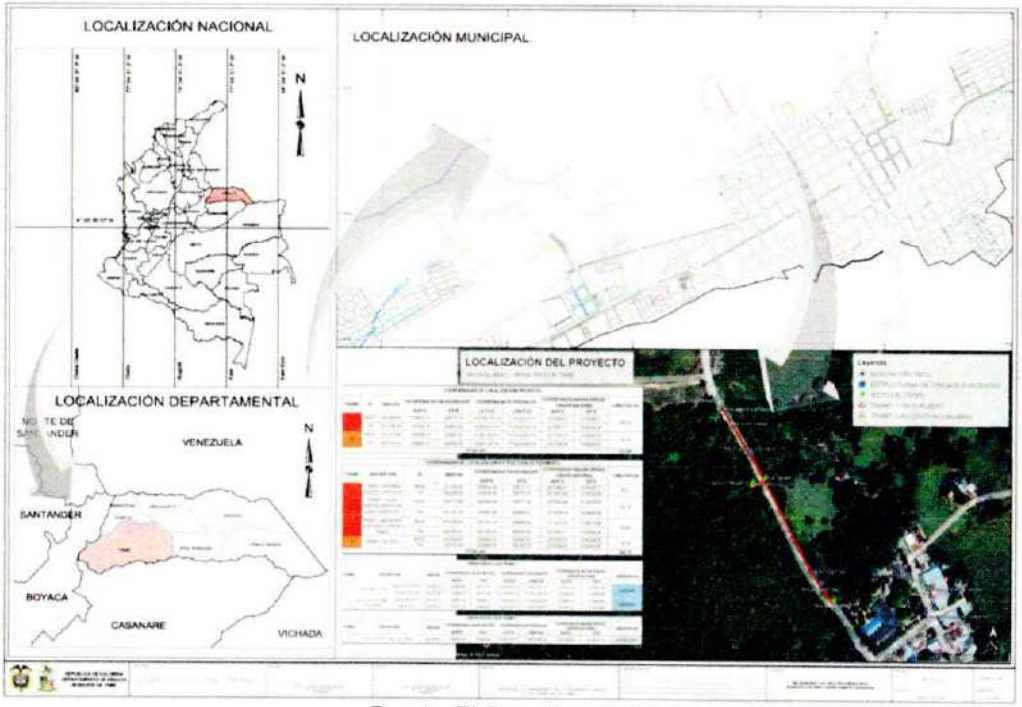
Este proyecto tiene como objetivo optimizar la conectividad vial entre el casco urbano del municipio de Tame, Departamento de Arauca y la salida hacia la Herradura Ecoturística, facilitando el acceso y promoviendo el desarrollo socioeconómico de la región. A continuación, se detallan las coordenadas específicas de intervención.

Tabla 1 – Coordenadas del proyecto en estudio

COORDENADAS DE LOCALIZACION PROYECTO									
TRAMO	ID	ABSCISA	COORDENADAS GAUSS KRUGER		COORDENADAS ELIPSOIDALES		COORDENADAS MAGNA SIRGAS - ORIGEN NACIONAL		LONGITUD (m)
			NORTE	ESTE	LATITUD	LONGITUD	NORTE	ESTE	
1	INICIO	K0+000.00	1206833,43	926777,17	6°27'58,074" N	71°44'22,014" W	2272668,41	5139336,71	259,30
	FIN	K0+259.30	1207059,35	926650,50	6°28'5,423" N	71°44'26,146" W	2272893,71	5139209,26	
2	INICIO	K0+000.00	1206959,14	926687,63	6°28'2,163" N	71°44'24,933" W	2272793,70	5139246,75	14,19
	FIN	K0+014.19	1206964,47	926700,78	6°28'2,337" N	71°44'24,506" W	2272799,08	5139259,87	
TOTAL (m)									273,49

Fuente: Elaboración propia

Figura 1 – Localización específica de los tramos a intervenir



Fuente: Elaboración propia

3.2 ALCANCE DEL PROYECTO

El proyecto "**MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA**" tiene como objetivo la intervención de un total de 273,49 metros lineales de corredor vial, de los cuales se plantea realizar la pavimentación de 204.72 ml en pavimento flexible distribuidos en los siguientes tramos:

Tabla 2 – Coordenadas de localización estructura de pavimento

COORDENADAS DE LOCALIZACION ESTRUCTURA DE PAVIMENTO								
TRAMO	DESCRIPCION	ID	ABSCISA	COORDENADAS GAUSS KRUGER		COORDENADAS MAGNA SIRGAS -ORIGEN NACIONAL		LONGITUD (m)
				NORTE	ESTE	NORTE	ESTE	
1	TRAMO 1 ENTRADA PONTON EXISTENTE	INICIO	K0+000.00	1206833,43	926777,17	2272668,41	5139336,71	6,32
		FIN	K0+006,32	1206838.64	926773.57	2272673,60	5139333,09	
	TRAMO 1 SALIDA PONTON EXISTENTE A BOX EXISTENTE	INICIO	K0+017,80	1206848.06	926767.06	2272682,99	5139326,55	163,35
		FIN	K0+181,15	1206991.69	926689.51	2272826,24	5139248,50	
	TRAMO 1 SALIDA BOX EXISTENTE A FIN DE TRAMO	INICIO	K0+238,44	1207041.23	926660.85	2272875,64	5139219,68	20,86
		FIN	K0+259.30	1207059,35	926650,50	2272893,71	5139209,26	
2	TRAMO 2 ACCESO	INICIO	K0+000.00	1206959,14	926687,63	2272793,70	5139246,75	14,19
		FIN	K0+014.19	1206964,47	926700,78	2272799,08	5139259,87	
TOTAL (m)								**204,72**

Fuente: Elaboración propia

Además de la construcción del pavimento, el proyecto abarca una serie de obras complementarias clave para garantizar la funcionalidad y durabilidad de la vía. Estas incluyen:

- Obra hidráulica tipo box culvert, necesaria para garantizar un adecuado paso de las aguas superficiales y subterráneas.
- Estructuras de encauzamiento y encole para el manejo eficiente de las aguas pluviales, protegiendo la infraestructura vial de posibles erosiones.
- Elementos de confinamiento, indispensables para estabilizar la vía y asegurar su resistencia a las condiciones ambientales y de tránsito.

Este proyecto está diseñado para mejorar las condiciones de transitabilidad y conectividad de los habitantes. La intervención no solo beneficiará la movilidad diaria, sino que también contribuirá al desarrollo económico y social de la región. Además, asegurará que la vía construida no solo cumpla con las expectativas de durabilidad y resistencia, sino que también proporcione beneficios tangibles a la comunidad, mejorando su calidad de vida y facilitando su movilidad en condiciones óptimas.

4 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CABEZAL DE DESCARGA

En ingeniería se denomina cabezal de descarga a una construcción destinada al transporte y conducción de fluidos, generalmente agua el cual tiene como característica principal es que están a nivel de la superficie, de tal manera que no son muy visibles. El cabezal de descarga requiere 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 su sección transversal.

Para el proyecto de inversión denominado **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"**, se propone la construcción de cabezal de descarga para el drenaje de la vía.

5 EVALUACIÓN Y DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE ENTRADA

A continuación, se presentan los parámetros básicos que tiene en cuenta el presente diseño, el cual son definidos por recomendaciones normativos, estudios de suelos y características particulares del sector donde se desarrolla el presente proyecto que tiene por objeto **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"**

5.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Para el diseño del presente cabezal de descarga se definen las siguientes propiedades de los materiales, relacionados en las siguientes tablas.

Tabla 3 – Propiedades de los materiales del cabezal de descarga

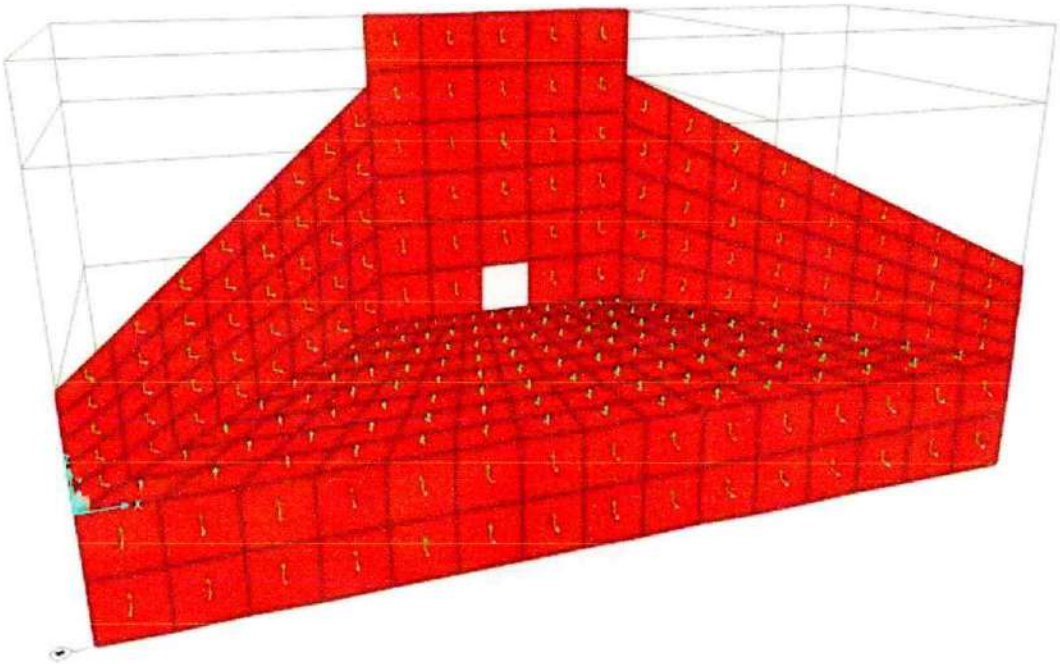
PROPIEDADES DE LOS MATERIALES		
Descripción del Material	**Símbolo**	**Resistencia**
Concreto para Placa de fondo	F'c	21,0 MPa
Concreto para Muros Laterales	F'c	21,0 MPa
Solado de aislamiento	F'c	14,0 MPa
Acero Longitudinal y Transversal	Fy	420 MPa

Fuente: Autor

5.2 CARACTERÍSTICAS DEL CABEZAL DE DESCARGA

El cabezal de descarga proyectado para el drenaje del agua pluvial se proyecta con unas dimensiones internas cuya sección máxima es de 1,00 m por 1,00 m en el muro cabezal, de conformidad con lo señalado en el estudio hidrológico e hidráulico del presente proyecto.

Figura 2 – Esquema del cabezal de descarga



Fuente: SAP 2000 y autor.

5.3 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 4 – Propiedades del suelo

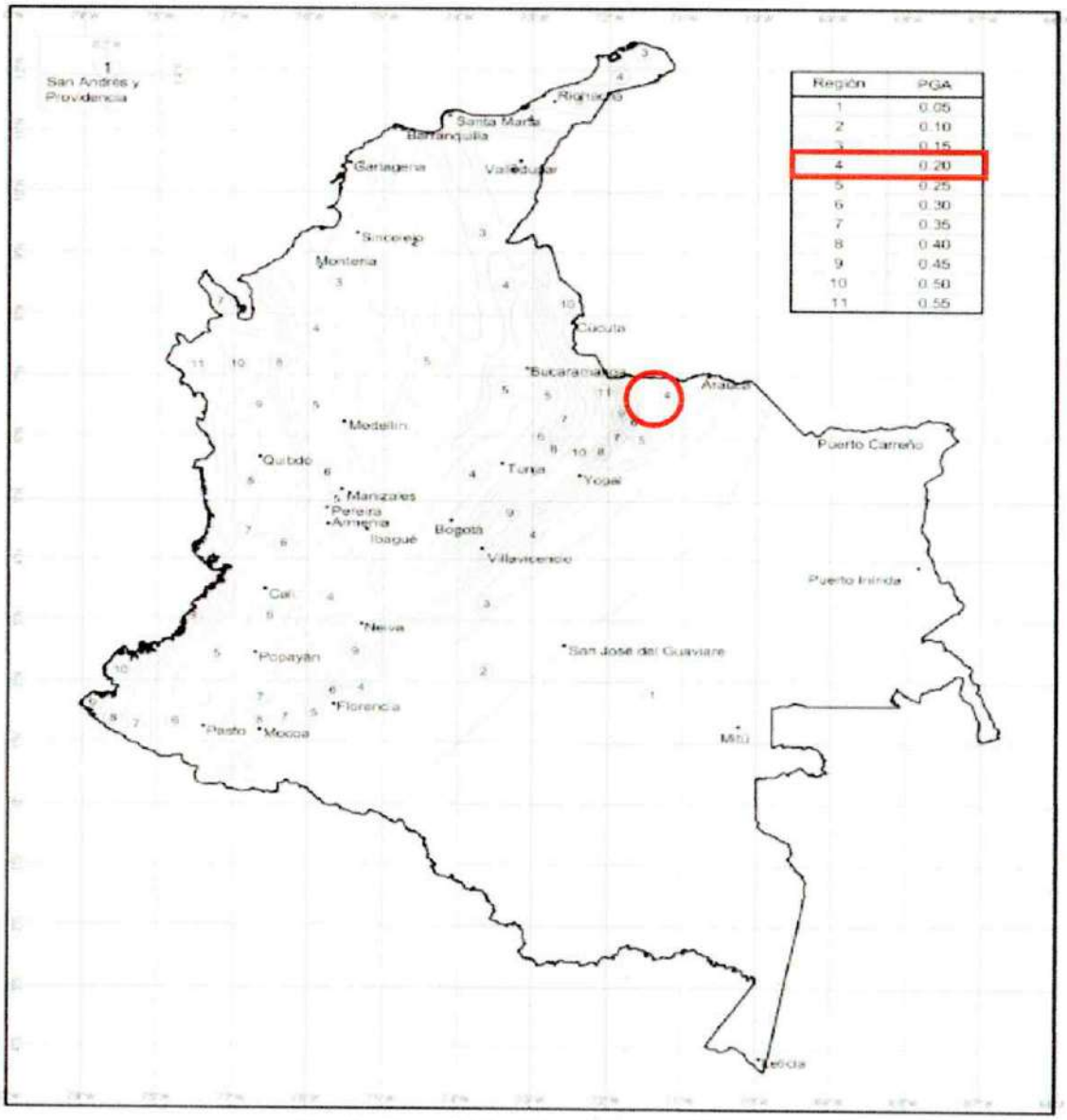
PROPIEDADES DEL SUELO		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Nivel de Desplante de la Estructura	-	1,15 m
Angulo de fricción interna del suelo	Ø	30,26°
Peso específico del relleno	ɣ	18,00 KN/m³
Capacidad Admisible del suelo	σ_{adm}	406.60 KN/m²
Tipo de perfil de suelo	-	D

Fuente: Autor

5.4 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:

Figura 3 – Mapa de valores PGA



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

Tabla 5 – Valores del factor de sitio, F_{pga}, en el periodo de vibración cero del espectro de aceleraciones

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

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

6 DEFINICIÓN DE LA METODOLOGÍA 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, la cual dicha obra contribuye con el correcto drenaje de las afluentes, que hacen parte del proyecto de inversión denominado **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"** contemplando la metodología de diseño la cual incluye aspectos como:

- Predimensionamiento 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 cabezal de descarga del que hace mención el presente documento este se encuentra conformado por los siguientes elementos estructurales:

- Placa de fondo
- Muros Laterales

6.1 DIMENSIONAMIENTO

El dimensionamiento inicial de los elementos, se realiza en base a las recomendaciones dadas por el código ACI 350-01, y el criterio del diseñador, obedeciendo a recubrimientos mínimos, en este caso se definen los siguientes espesores.

Tabla 6 – Predimensionamiento de lo elementos

DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Placa de Fondo	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.

7 ANÁLISIS DE CARGAS

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

7.1 CARGA DEL PESO PROPIO

Para el análisis estructural del cabezal de descarga 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 3d orientada a objetos.

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

7.2 CARGA DE EMPUJE DEL RELLENO POSTERIOR (H)

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

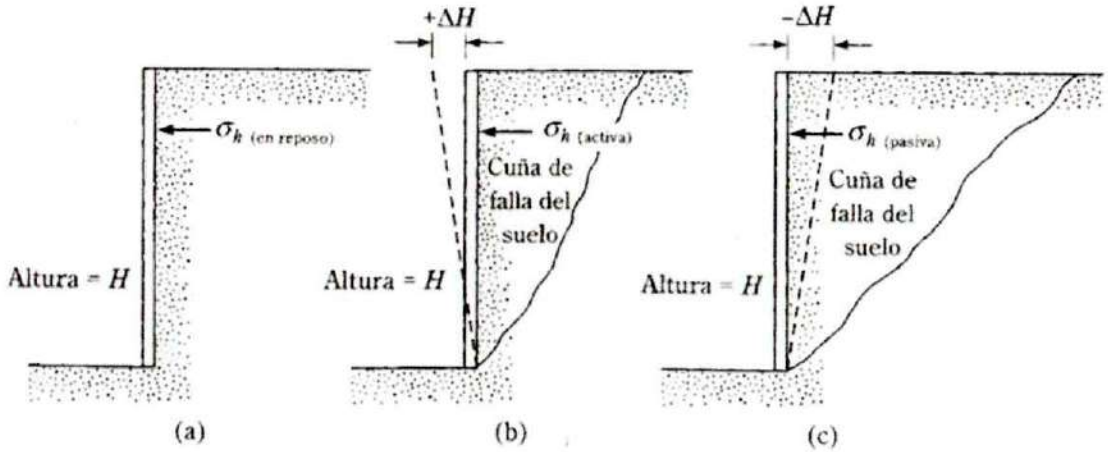
El empuje del relleno de puede desarrollar en diferentes condiciones, las cuales se describen a continuación:

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.

Figura 4 – Naturaleza de la presión lateral de la tierra sobre un muro



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

Para el análisis de empuje de tierra sobre el cabezal de descarga que hace parte del proyecto que tiene por objeto **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, 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 E_a, 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:

$$H_Z = K_a \cdot \Upsilon_s \cdot Z$$

Donde:

H_Z Presión lateral ejercida por el suelo
K_a Coeficiente de presión lateral activa del terreno
Υ_s Peso Unitario del suelo
Z Distancia de profundidad para aplicación de la fuerza

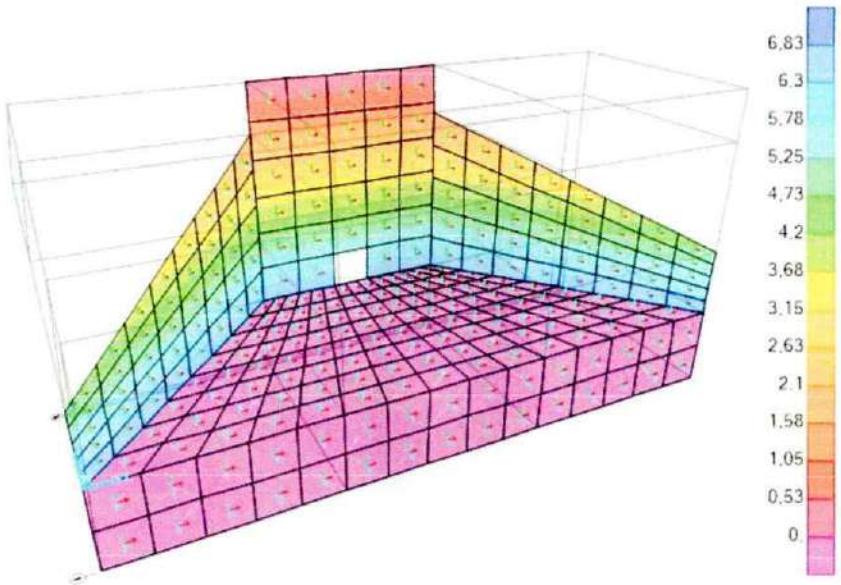
Debido a que los muros de la estructura considerados en el presente proyecto, no se permite el uso de material de relleno que tenga plasticidad, es decir, se prohíbe la utilización de limos y arcillas ya que estos corresponden a materiales inestables cuando se presentan cambios de humedad por ende pueden provocar esfuerzos que superen la resistencia planteada que puedan conllevar a la falla del elemento.

Tabla 7 – Análisis y resultados de empuje en el relleno posterior

ANÁLISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL TERRENO (H)		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Peso unitario del suelo de relleno	γ	18.00 KN/m3
Angulo de fricción interna del suelo de relleno	Ø	30.26 °
Altura del muro	h	1.150 m
Coeficiente de presión lateral del suelo en reposo	K_0	0.50
Coeficiente de presión lateral activa del terreno	K_a	0.33
Presión lateral mínima	**H1**	**0.00 KN/m2**
Presión Lateral Máxima	**H2**	**6.83 KN/m2**

Fuente: Autor

Figura 5 – Asignación Cargas de empuje horizontal terreno en SAP2000



Fuente: SAP2000 y 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 cabezal de descarga que se está analizando en el presente diseño se encuentran las siguientes cargas.

7.3 CARGA MUERTA POR PESO DE ESTANCAMIENTO DE SEDIMENTO (D)

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

$$D = \gamma_s . h$$

Donde:

D Carga vertical de suelo (KN/m)

γ_s Peso unitario del suelo de sedimento (KN/m^3)

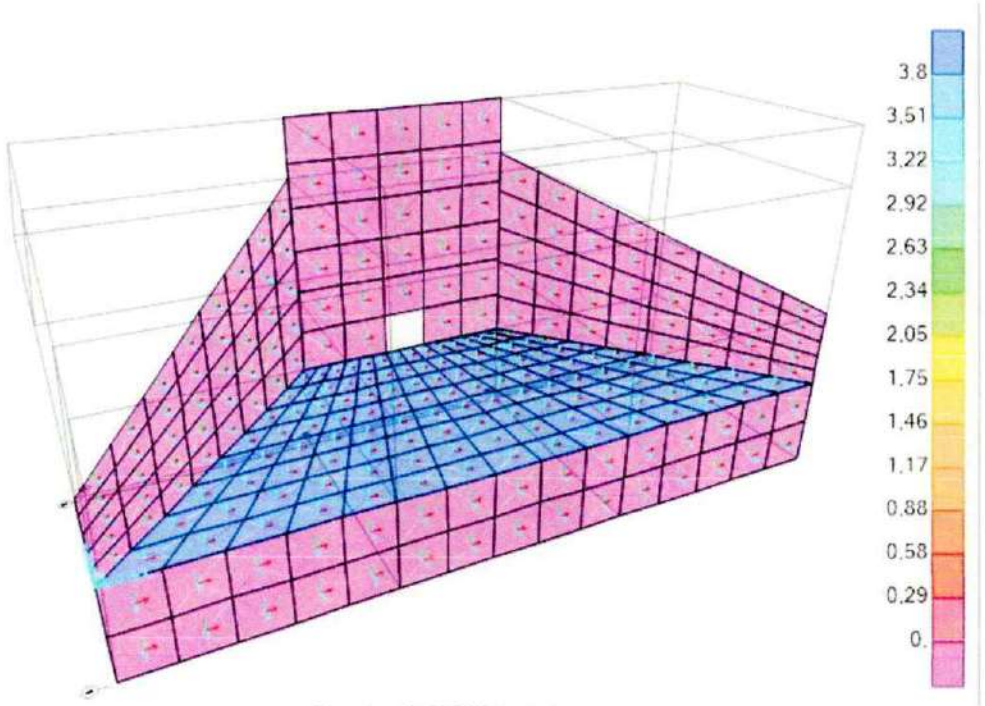
h Espesor del sedimento (m)

Tabla 8 – Análisis y resultados de carga muerta por peso del sedimento

ANALISIS DE CARGA MUERTA POR ESTANCAMIENTO DE SEDIMENTOS		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Peso unitario del suelo de sedimento acumulado	ɣ	19.00 KN/m3
Espesor del sedimento acumulado	h	0.20 m
Carga muerta sobre losa de fundación	**D**	**3.80 KN/m2**

Fuente: Autor

Figura 6 – Asignación de carga muerta por estancamiento de sedimentos en SAP2000



Fuente: SAP2000 y Autor

7.4 ANÁLISIS DE CARGA MUERTA POR PESO DE FLUIDOS (F)

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 inferior como se presenta a continuación:

$$F = \gamma_A . h$$

Donde:

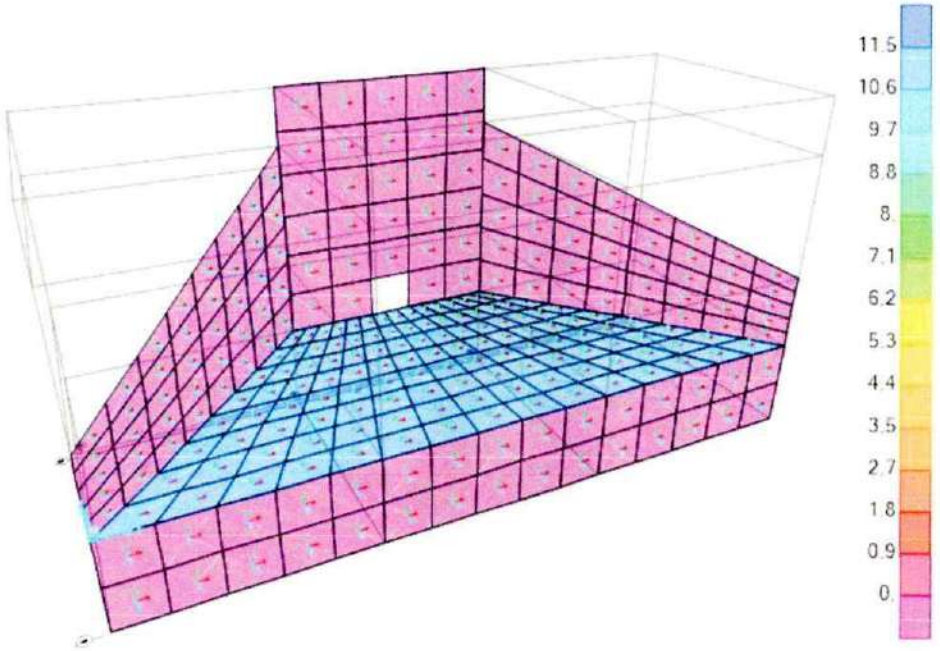
F Carga Vertical de Agua (KN/m²)
γ_A Peso específico del Agua (KN/m³)
h Profundidad lámina de agua (m)

Tabla 9 – Análisis y resultados de carga muerta por peso de fluidos

ANÁLISIS DE CARGA MUERTA POR PESO DE FLUIDOS (F)		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Peso unitario del Agua	γ	10.00 KN/m3
Altura considerada	h	1.150 m
carga de agua sobre losa de fundación	**F**	**11.50 KN/m2**

Fuente: Autor

Figura 7 – Asignación de carga muerta por peso de fluidos en SAP2000



Fuente: SAP2000 y Autor

7.5 ANÁLISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL AGUA (F)

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:

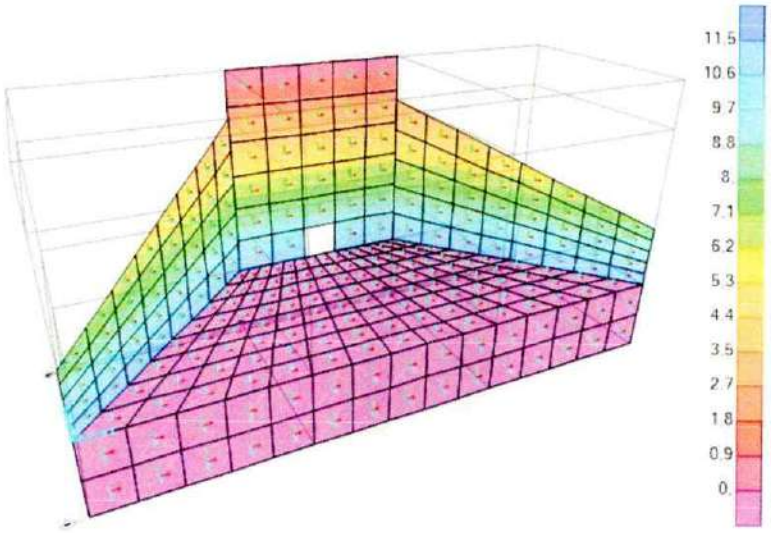
F Presión horizontal de agua (KN/m)
γ_A Peso específico del agua (KN/m^3)
h Profundidad lámina de agua (m)

Tabla 10 – Análisis y resultados de carga por empuje de agua

ANÁLISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL AGUA (F)		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Peso unitario del Agua	ɣ	10.00 KN/m3
Altura del cabezal	h	1.150 m
Presión lateral mínima	**F_1**	**0.00 KN/m2**
Presión Lateral Máxima	**F_2**	**11.50 KN/m2**

Fuente: Autor

Figura 8 – Asignación Cargas de Presión Horizontal del Agua en SAP2000



Fuente: SAP2000 y Autor

7.6 ANÁLISIS DE CARGA VIVA POR MANTENIMIENTO DE LA ESTRUCTURA (L)

Para el caso del diseño estructural del cabezal de descarga 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 11 – Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m²) m² de área en planta	Carga uniforme (kgf/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
Fabricas	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 automóviles de pasajeros	2.5	250
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad.	5.0	500
Coliseos y Estadios	Graderías	5.0	500
	Escaleras	5.0	500

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

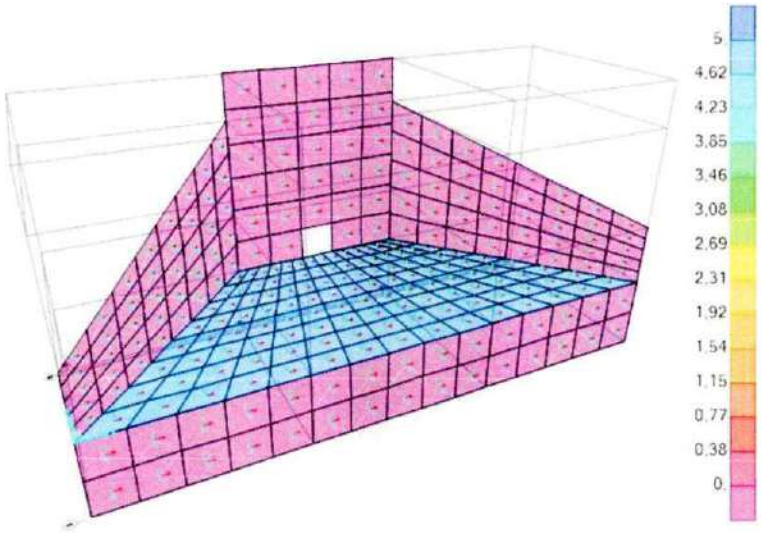
Por tanto y de conformidad con lo expuesto en las tablas anteriormente expuestas se decide realizar el análisis de carga viva tal como se detalla a continuación:

Tabla 12 – 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

Figura 9 – Asignación de carga viva por mantenimiento de la estructura en SAP2000



Fuente: SAP2000 y Autor

7.7 ANALISIS DE FUERZA SISMICA

Las cargas sísmicas que pueden presentarse sobre la estructura 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
$\emptyset$	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 más 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

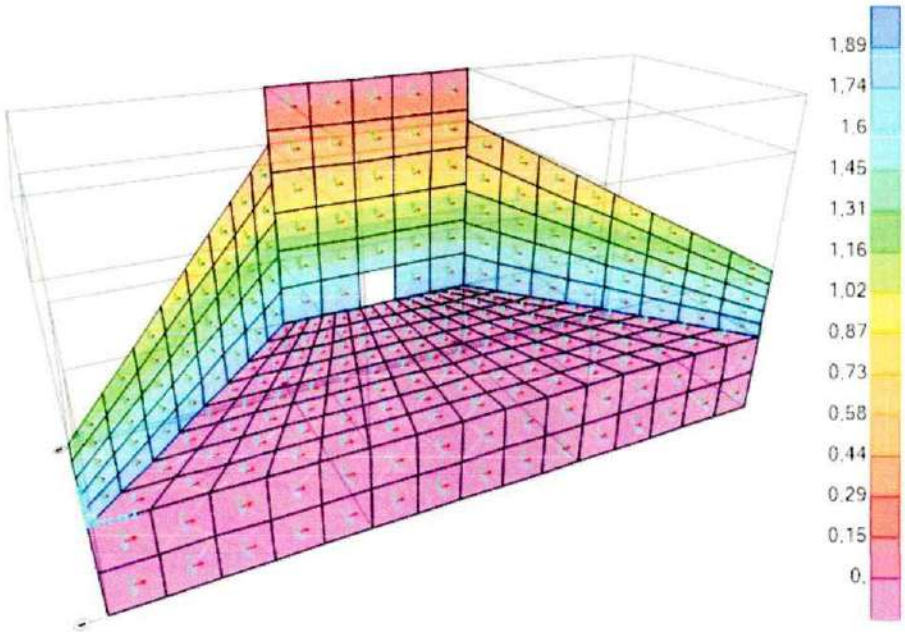
Tabla 13 – Análisis y resultados de fuerza sísmica sobre Muros

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	0.2
Tipo de perfil de suelo de acuerdo con lo indicado en estudio Geotécnico 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	1.400
Coeficiente de aceleración sísmica	As	0.28
Coeficiente sísmico de aceleración horizontal suponiendo que no ocurre ningún desplazamiento del muro de acuerdo con el numeral 11.6.5.2.1 de CCP-14	Kh0	0.280
Coeficiente de aceleración sísmica vertical de acuerdo con consideraciones del numeral 11.6.5.2.1 de CCP-14	Kv	0.000

ANALISIS DE FUERZA SISMICA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Coeficiente de aceleración sísmica horizontal de acuerdo con consideraciones del número C11.6.5.2,2 de CCP-14	Kh	0.140
Angulo de inercia sísmica	θMO	7.97 °
Angulo de fricción interna del suelo	Ø	30.26 °
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	í	0.00 °
Coeficiente de presión sísmica activa del suelo	K_{AE}	0.421
Coeficiente de presión lateral activa	K_a	0.330
Profundidad donde se produce la presión Máxima	z	1.150 m
Peso Unitario del Suelo	ɣ	18.00 KN/m3
Presión lateral por sismo en el terreno	**E**	**1.89 KN/m2**

Fuente: Autor

Figura 10 – Asignación Cargas sísmica en SAP2000



Fuente: SAP2000 y Autor

7.8 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 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

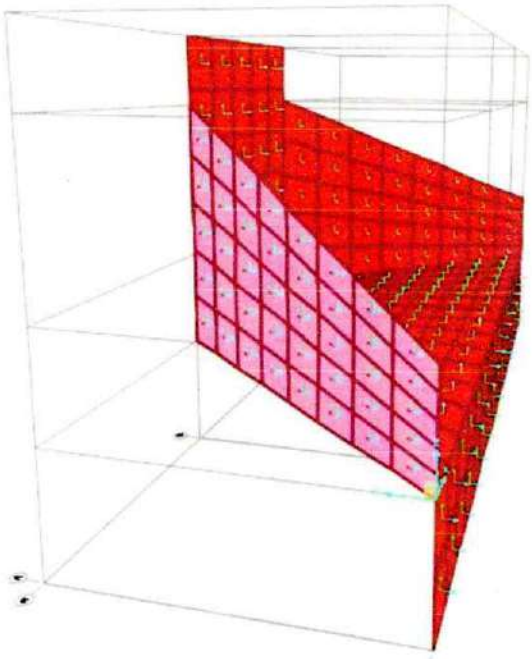
A continuación, presentamos el análisis de resultados obtenidos

Tabla 14 – Análisis y resultados de interacción suelo – Estructura

INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA		
DESCRIPCIÓN	**SIMBOLO**	**VALOR**
Capacidad admisible del terreno, tomado de estudio Geotécnico	σ_{adm}	406,60 KN/m2
Factor de seguridad del terreno	FS	2,5
Coeficiente de Balastro, aplicando ecuación Bowles	**K**	**40.660,00 KN/m3**

Fuente: Autor

Figura 11 – Asignación coeficiente de Balastro



Fuente: SAP2000 y Autor

8 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga necesarias para el análisis estructural del diseño del cabezal de descarga, 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:

$$Fuerza\ de\ Diseño \geq Fuerza\ Requerida$$

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

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:

1. La resistencia requerida U, se calcula multiplicando las cargas de servicio por los factores de carga. Por lo tanto, el momento mayorado M_U 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.

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

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

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

$$\left[A_s.f_y.\left(d - \frac{a}{2}\right)\right] \geq 1{,}4M_d + 1{,}7M_L$$

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 más 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:

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

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 15 – 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			
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 16 – 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 17 – 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

9 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:

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

$$m = \frac{f_y}{0{,}85 \cdot f'_c}$$

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

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

Donde:

P	Cuantía teórica de refuerzo
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

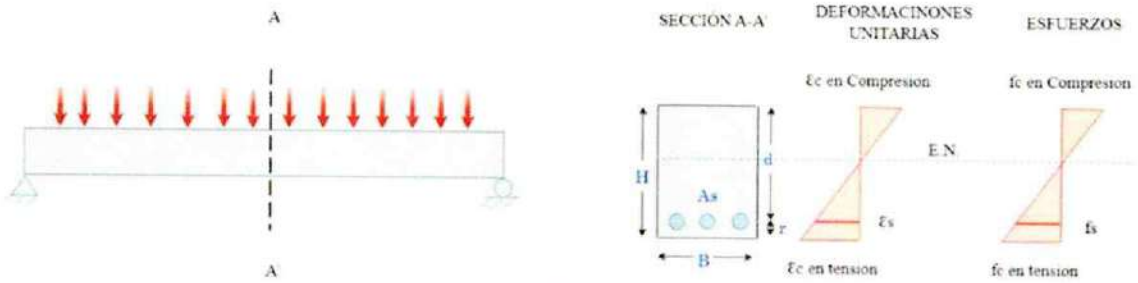
De igual manera se debe tener en cuenta la teoría, análisis y diseño de vigas y losas sometidas a flexión en la cual se supone que se coloca una pequeña carga transversal sobre una viga de concreto con refuerzo de tensión y que esta carga se incrementa gradualmente en magnitud hasta que la viga falla.

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

9.1 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.

Figura 12 – Etapa del concreto No Agrietado



Fuente: Autor

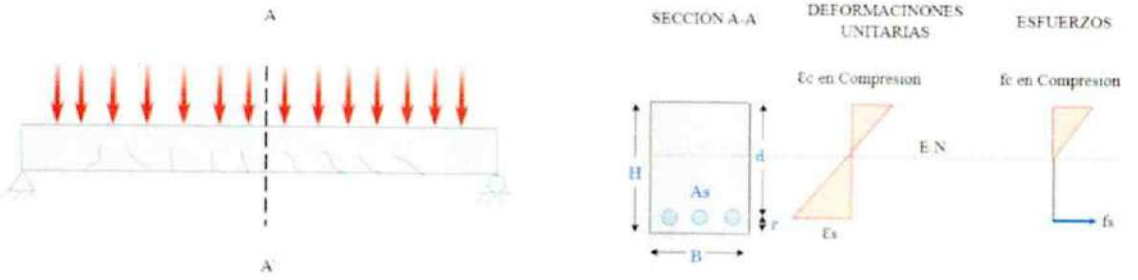
9.2 CONCRETO AGRIETADO, ETAPA DE ESFUERZOS ELÁSTICOS

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 continuará 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.

Figura 13 – Concreto Agrietado, Etapa de esfuerzos elásticos

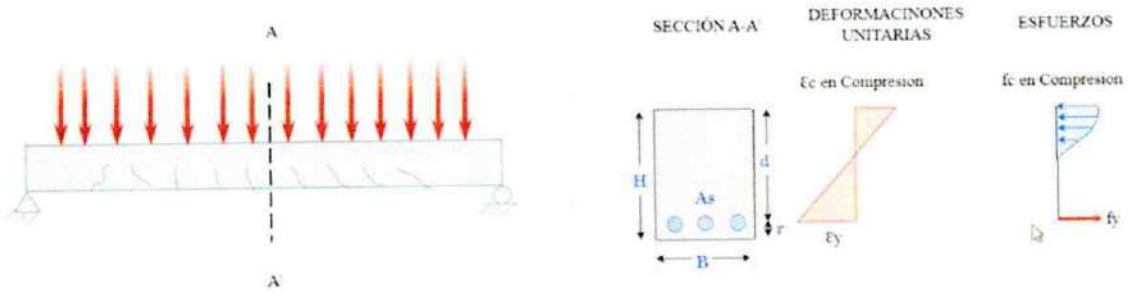


Fuente: Autor

9.3 FALLA DE LA VIGA, ETAPA DE RESISTENCIA ULTIMA

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.

Figura 14 – 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

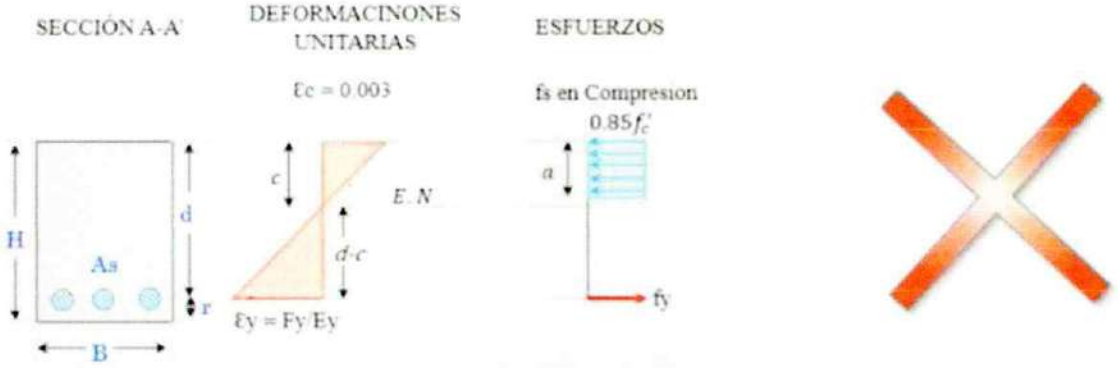
9.4 SECCIONES BALANCEADAS

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.

Figura 15 – Sección Frágil

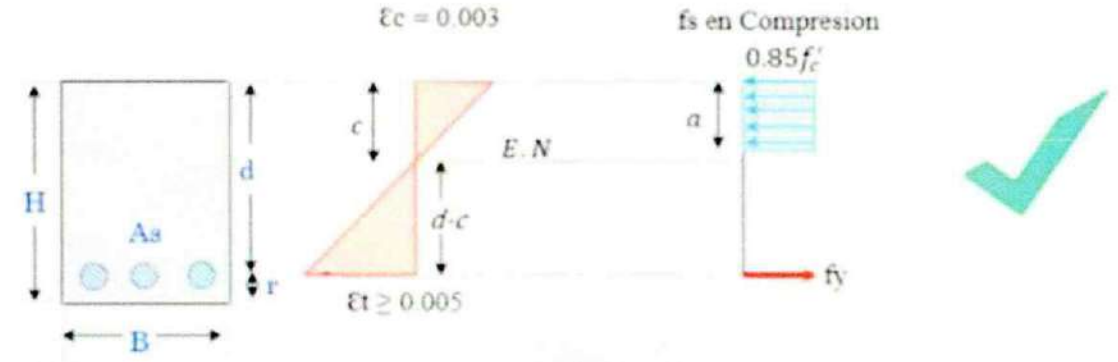


Fuente: Autor

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

Figura 16 – Sección Ductil

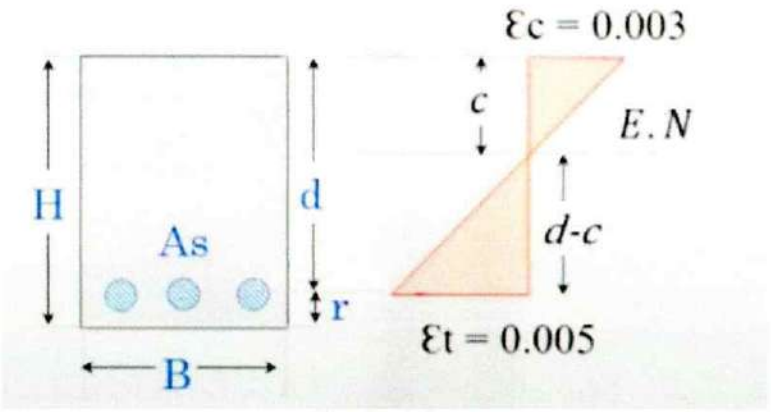


Fuente: Autor

9.5 FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA

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

Figura 17 – Sección dúctil controlada por tensión



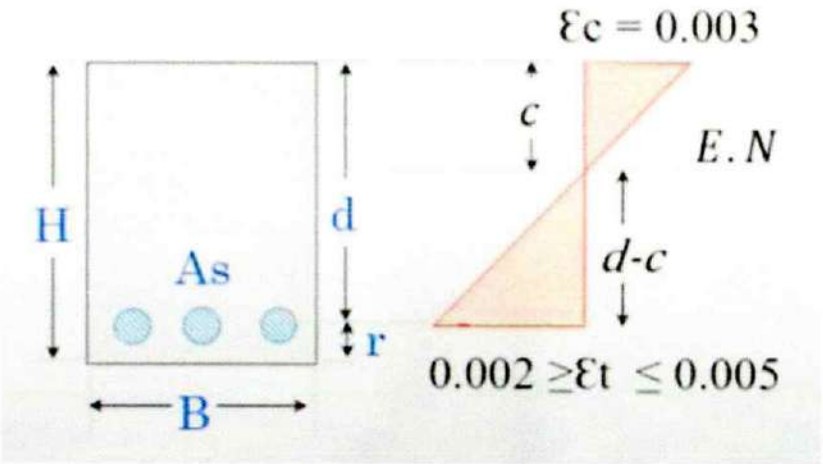
Fuente: Autor

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.

$$\phi = 0{,}65 + (\varepsilon_t - \varepsilon_y)\frac{0{,}25}{(0{,}005 - \varepsilon_y)}$$

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.

Figura 18 – Sección en el intervalo de transición de tensión a compresión

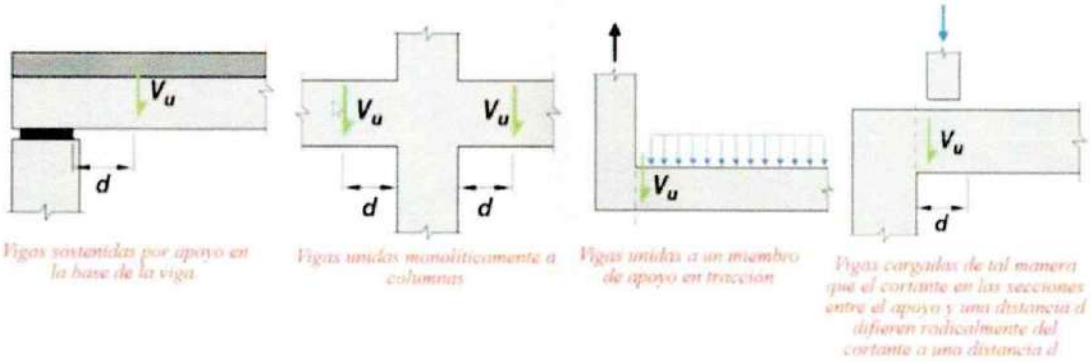


Fuente: Autor

10 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:

Figura 19 – Puntos donde se genera una fuerza cortante



Fuente: https://gmoralexv2.weebly.com/iii-esfuerzo-cortante-y-tensioacuten-diagonal.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 artículo 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:

1. 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.

2. Tener en cuenta inexactitudes en las ecuaciones de diseño.

3. 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 se dé la resistencia Ø debe ser el dado en los siguientes apartados.

Tabla 18 – Factores de reducción de la resistencia

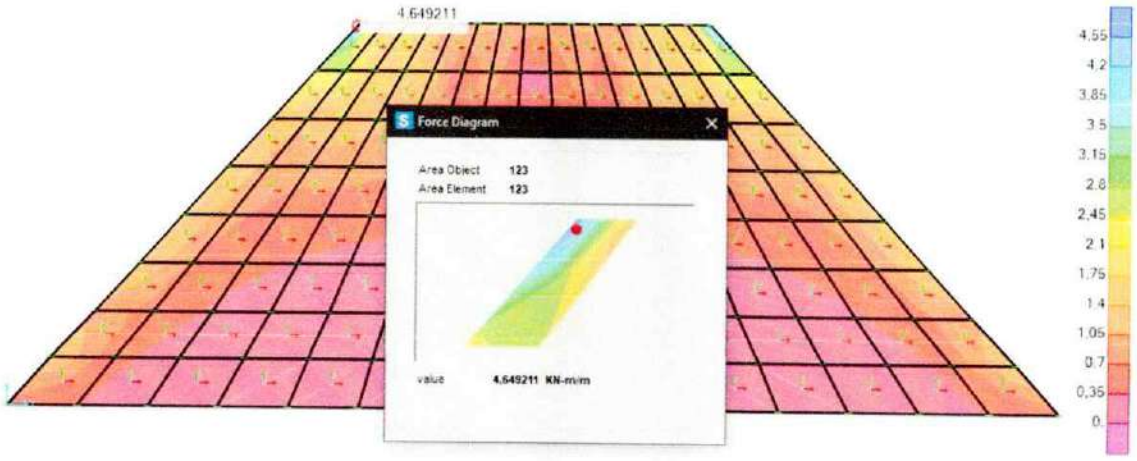
DESCRIPCIÓN	VALOR Ø
Secciones controladas por tracción	0,90
Secciones controladas por compresión ➢ Elementos con refuerzo en espiral ➢ Otros elementos reforzados	 0,75 0,65
Cortante y Torsión	0,75
Aplastamiento en el concreto	0,65
Zonas de anclaje postensado	0,85
Los modelos puntal – tensor	0,75

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

11 RESULTADOS DISEÑO LOSA INFERIOR

11.1 REFUERZO PARALELO AL EJE 11

Figura 20 – Diagrama de momentos sobre placa M11



Fuente: SAP2000.

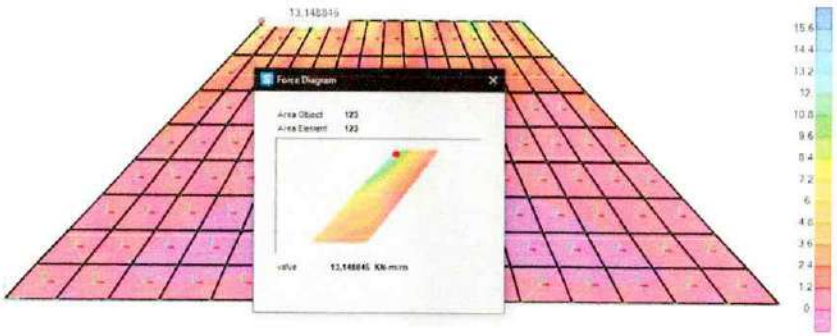
Tabla 19 – Momento positivo sobre placa M11

REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO EN LA PLACA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21.00 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	1/2 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	2.84 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 (Extraido de SAP-2000)	Mact	4.65 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	18.93 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	18.93 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	21.03 KN-m
Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0.0037
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}	0.0213
Cuantia maxima	ρ_{max}	0.016
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0.0037
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	A_s	439.01 mm2
Area de la barra de acero seleccionada	A_b	129.00 mm2
Cantidad de barras de acero a instalar	C_a	5.00
Instalar barras N° 4 cada 0.2 m en sentido paralelo a la sección transversal		

Fuente: Autor

11.2 REFUERZO PERPENDICULAR AL EJE 22

Figura 21 – Diagrama de momentos sobre placa M22



Fuente: SAP2000

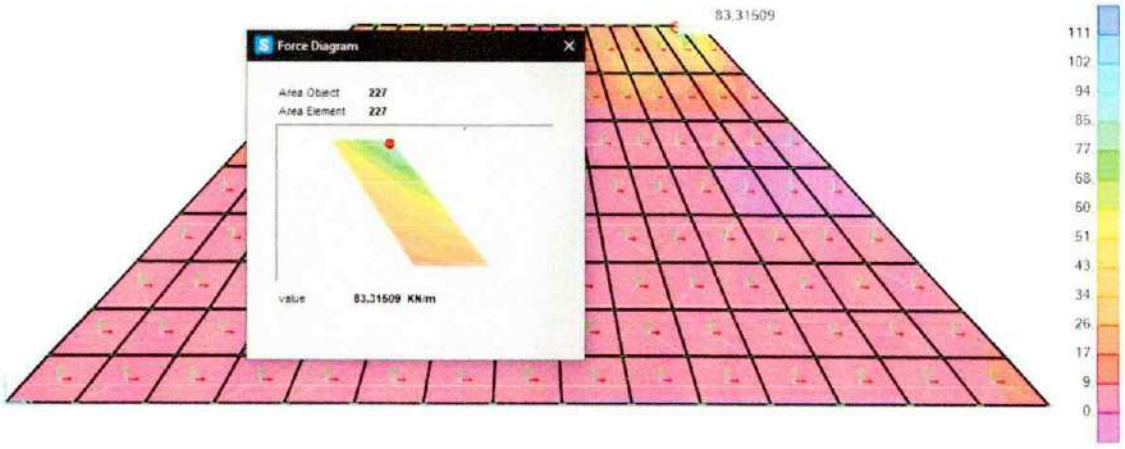
Tabla 20 – Momento positivo sobre placa M22

REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO EN LA PLACA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21.00 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	1/2 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	2.84 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 (Extraido de SAP-2000)	Mact	13.150 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	18.93 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	18.93 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	21.03
Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0.0037
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}	0.0213
Cuantia maxima	ρ_{max}	0.016
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0.0037
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	As	439.01 mm2
Area de la barra de acero seleccionada	Ab	129.00 mm2
Cantidad de barras de acero a instalar	Ca	5.00
Instalar barras N° 4 cada 0.2 m en sentido perpendicular a la sección transversal		

Fuente: Autor

11.3 CHEQUEO POR CORTANTE

Figura 22 – Diagrama de cortante sobre placa V13



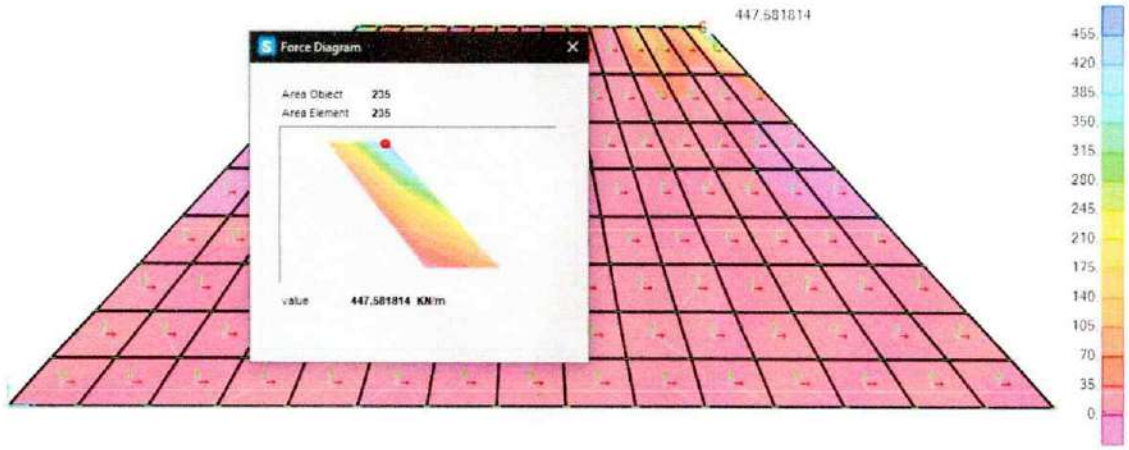
Fuente: SAP2000

Tabla 21 – Cortante sobre placa V13

REVISIÓN A CORTANTE V13		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21.00 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	1/2 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	92.43 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**	**69.32 KN**
Esfuerzo maximo de corte en placa (Tomado de SAP-2000)	σ_{max}	83.32 KN/m2
Area tributaria sobre la cual actua el esfuerzo de corte	At	0.20 m
Fuerza cortante sobre la sección de concreto	**Vu**	**16.66 KN**
OK Cumple diseño por cortante		

Fuente: Autor

Figura 23 – Diagrama de cortante sobre placa V23



Fuente: SAP2000

Tabla 22 – Cortante sobre placa V23

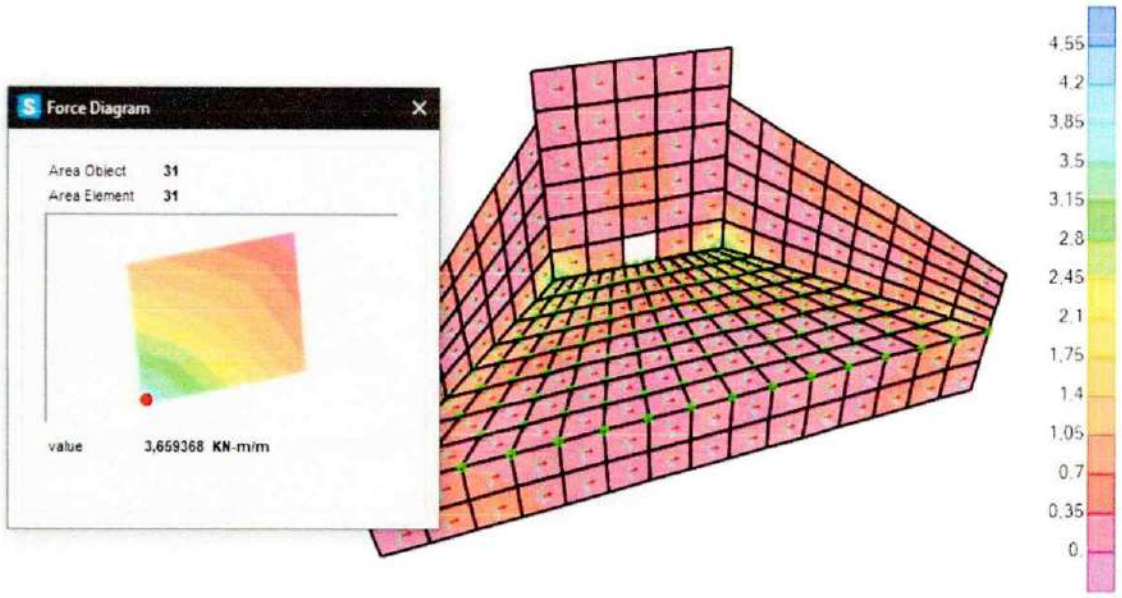
REVISIÓN A CORTANTE V23		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21.00 MPa
Ancho de Placa	b	1,000.00 mm
Alto de Placa	h	200.00 mm
Espesor de recubrimiento	e	75.00 mm
Número Barra de refuerzo	N°	4
Diametro barra de refuerzo	Ø	1/2 Pulgadas
		12.70 mm
Distancia desde 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	92.43 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**	**69.32 KN**
Esfuerzo maximo de corte en muro (Tomado de SAP-2000)	σ_{max}	447.58 KN/m2
Area tributaria sobre la cual actua el esfuerzo de corte	At	0.20 m
Fuerza cortante sobre la sección de concreto	**Vu**	**89.52 KN**
OK Cumple diseño por cortante		

Fuente: Autor

12 RESULTADOS DISEÑO DE MUROS

12.1 REFUERZO PARALELO AL EJE 11

Figura 24 – Diagrama de momentos sobre muro M11



Fuente: SAP2000.

Tabla 23 – Momento positivo sobre muro M11

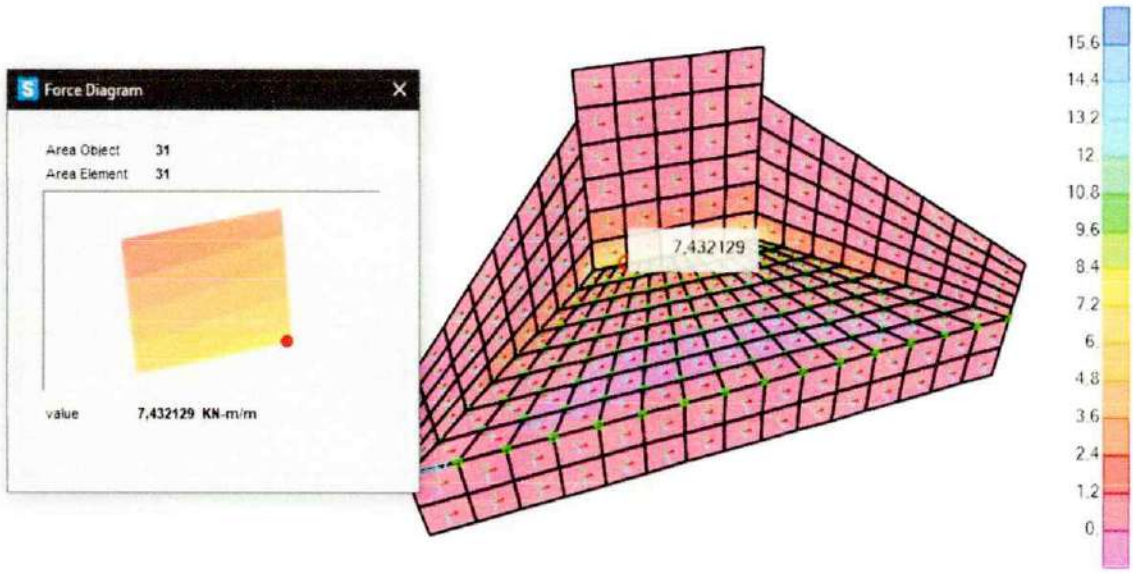
REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO SOBRE MUROS		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21.00 MPa
Resistencia a la fluencia del Acero	Fy	420.00 MPa
Ancho de Muro	b	1.00 m
Espesor de Muro	h	0.20 m
Espesor de recubrimiento	e	0.075 m
Número Barra de refuerzo	N°	4
Diametro barra de refuerzo	Ø	1/2 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	2.84 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}	3.660 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	18.93 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	18.93 KN-m/m

Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	21.03
Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0.0037
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}	0.0213
Cuantia maxima	ρ_{max}	0.016
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0.0037
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	A_s	439.01 mm2
Area de la barra de acero seleccionada	A_b	129.00 mm2
Cantidad de barras de acero a instalar	Ca	5.00
Instalar barras N° 4 cada 0.2 m en sentido paralelo a la sección transversal		

Fuente: Autor

12.2 REFUERZO PERPENDICULAR AL EJE 22

Figura 25 – Diagrama de momentos sobre muro M22



Fuente: SAP2000.

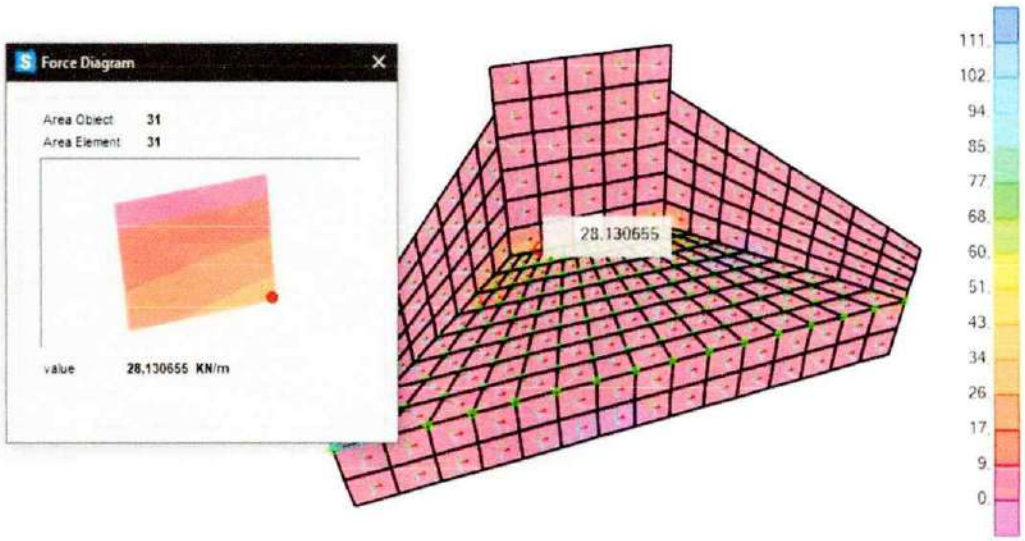
Tabla 24 – Momento positivo sobre muro M22

REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO SOBRE MUROS		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	$f'c$	21.00 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	1/2 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	2.84 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)	Mact	7.430 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	18.93 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	18.93 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	21.03
Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0.0037
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}	0.0213
Cuantia maxima	ρ_{max}	0.016
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0.0037
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	A_s	439.01 mm2
Area de la barra de acero seleccionada	A_b	129.00 mm2
Cantidad de barras de acero a instalar	C_a	5.00
Instalar barras N° 4 cada 0.2 m en sentido perpendicular a la sección transversal		

Fuente: Autor

12.3 CHEQUEO POR CORTANTE

Figura 26 – Diagrama de cortante sobre muro V13



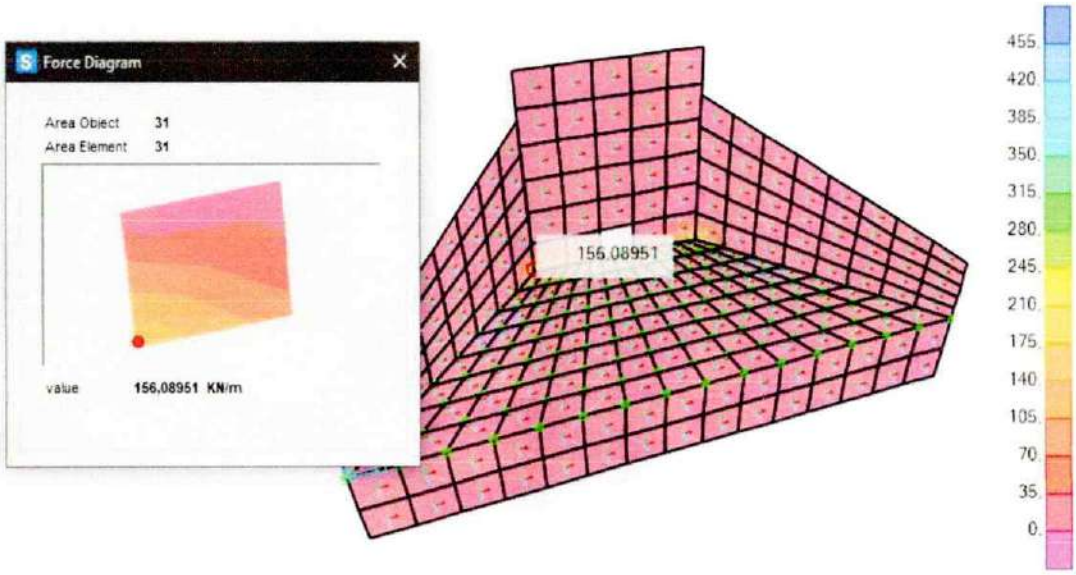
Fuente: SAP2000

Tabla 25 – Cortante sobre muro V13

REVISIÓN A CORTANTE V13		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21.00 MPa
Ancho de Muro	b	1,000.00 mm
Espesor de Muro	h	200.00 mm
Espesor de recubrimiento	e	75.00 mm
Número Barra de refuerzo	N°	4
Diametro barra de refuerzo	Ø	1/2 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	92.43 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**	**69.32 KN**
Esfuerzo maximo de corte en muro (Tomado de SAP-2000)	σ_{max}	28.13 KN/m2
Area tributaria sobre la cual actua el esfuerzo de corte	At	0.20 m
Fuerza cortante sobre la sección de concreto	**Vu**	**5.63 KN**
OK Cumple diseño por cortante		

Fuente: Autor

Figura 27 – Diagrama de cortante sobre muro V23



Fuente: SAP2000

Tabla 26 – Cortante sobre muro V23

REVISIÓN A CORTANTE V23		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21.00 MPa
Ancho de Muro	b	1,000.00 mm
Espesor de Muro	h	200.00 mm
Espesor de recubrimiento	e	75.00 mm
Número Barra de refuerzo	N°	4
Diametro barra de refuerzo	Ø	1/2 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	92.43 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**	**69.32 KN**
Esfuerzo maximo de corte en muro (Tomado de SAP-2000)	σ_{max}	156.09 KN/m2
Area tributaria sobre la cual actua el esfuerzo de corte	At	0.20 m
Fuerza cortante sobre la sección de concreto	**Vu**	**31.22 KN**
OK Cumple diseño por cortante		

Fuente: Autor

13 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=21 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 del cabezal de descarga debe tener las siguientes dimensiones:

    - Losa inferior 0,20 m
    - Muros Laterales 0,20 m

- Según el diseño estructural presentado en el análisis anterior se requiere instalar doble parrilla de barras número 4 separadas cada 20 cm en los dos sentidos para el correcto funcionamiento y durabilidad de la estructura.

- 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 del cabezal de descarga 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.

- Para la construcción del cabezal de descarga se debe garantizar la conformación de juntas de separación o dilación, la cual tiene por objetivo generar la longitud necesaria para que los materiales constitutivos se dilaten y se contraigan libremente para absorber los esfuerzos generados por retracción y fraguado o por los cambios de temperatura.

- Para continuar con el armado del acero de refuerzo antes del vaciado del concreto de los muros, se debe verificar que el refuerzo de las paredes se encuentre en el sitio especificado en el diseño.

- Se recomienda seguir la distribución de aceros planteada en los planos anexos al presente documento a fin de garantizar la estabilidad de la obra propuesta.

- La longitud de la varilla incluye la longitud del gancho. Todas las barras en sus extremos deben tener como mínimo gancho estándar a 90º o a 180º.

14 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. Comisión Asesora Permanente Para El Régimen De Construcciones Sismo Resistentes. Bogotá. D.C 2010.
- NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES – LRFD – CCP 14. Ministerio De Transporte, Instituto Nacional De Vías. Asociación colombiana De Ingeniería Sísmica. AIS – INVIAS. 2014.
- AASHTO [American Association of State Highway and Transportation Officials] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2012-2014) Washington D.C.
- Norma y Especificaciones Técnicas de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá-ESP (EAAB-ESP).
- Ingeniería Civil Tips. (2011, 12 de mayo). Presión lateral de tierra [Entrada de blog]. Ingeniería Civil Tips. https://ingenieriaciviltips.blogspot.com/2011/05/presion-lateral-de-tierra.html
- American Concrete Institute [ACI]. (2001). Code requirements for environmental engineering concrete structures and commentary (ACI 350-01). American Concrete Institute

El presente documento se expide el día 28 de abril del año 2026.

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P. No. 68202-198968 STD

Tame, 28 de abril de 2026

Señores:
MUNICIPIO DE TAME

Asunto: MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA, identificado con cédula de ciudadanía No. 1.098.653.119 de Bucaramanga – Santander, en mi condición de Ingeniero civil – Especialista en estructuras portador de la matrícula profesional No. 68202-198968 STD, declaro que he realizado el diseño estructural del cabezal de descarga para el proyecto: **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"** a construirse en el Municipio de Tame, Departamento de Arauca, así mismo declaro que asumo la responsabilidad del perjuicio que por causa de él pueda deducirse y hago constar que el presente documento cumple con los requisitos técnicos vigentes, establecidos en las Normas Técnicas Colombianas cuyos resultados se encuentran consignados en el estudio, que anexo debidamente firmado.

Asimismo, aclaro que este documento no puede ser modificado sin mi autorización una vez sea viabilizado el proyecto.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi Tarjeta Profesional y certificado de vigencia y antecedentes profesionales.

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P. No. 68202-198968 STD

Tame, 28 de abril de 2026

Señores:
MUNICIPIO DE TAME

Asunto: CARTA DE CESIÓN DE DERECHOS

Yo, JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA, identificado con cédula de ciudadanía No. 1.098.653.119 de Bucaramanga – Santander, en mi condición de Ingeniero civil – Especialista en estructuras portador de la matrícula profesional No. 68202-198968 STD, declaro que he realizado el diseño estructural del cabezal de descarga para el proyecto: **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"** a construirse en el Municipio de Tame, Departamento de Arauca, Por lo anterior, manifiesto ceder plenamente los derechos a la Alcaldía del Municipio de Tame.

La duración de los derechos cedidos será por término indefinido a partir de la fecha de la firma de la presente carta de cesión de derechos.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi Tarjeta Profesional y certificado de vigencia y antecedentes profesionales.

Se expide a solicitud del interesado, a los veintiocho (28) días del mes de abril del 2026.

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P. No. 68202-198968 STD


REPUBLICA DE COLOMBIA
CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA
COPNIA

MATRICULA PROFESIONAL No.
68202198968STD
INGENIERO CIVIL

DE FECHA 20/01/2011
JORGE ALBERTO
MOLINA MOJICA
C.C. 1098653119
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL
DE SANTANDER

PRESIDENTE DEL CONSEJO


REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA
NUMERO 1.098.653.119
MOLINA MOJICA
APELLIDOS
JORGE ALBERTO
NOMBRES


FECHA DE NACIMIENTO 17-FEB-1988
TAME
(ARAUCA)
LUGAR DE NACIMIENTO
1.76 ESTATURA
A+ G.S. RH
M SEXO
07-JUN-2006 BUCARAMANGA
FECHA Y LUGAR DE EXPEDICION
REGISTRADORA NACIONAL
INDICE DERECHO
P-2700100-59153333-M-1098653119-20061017 07769062906 02 216978370

"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"

República de Colombia

LA UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS

Autorizada por el Ministerio de Educación Nacional
Teniendo en cuenta que

Jorge Alberto Medina Mojica

C.C. N°. 1.098.653.119 de Bucaramanga

Aprobó los estudios programados y cumplió con las exigencias legales y reglamentarias y le confiere el Título de

Especialista en Estructuras

En constancia se firma y sella en Tunja
a los 23 días del mes de Junio de 2017

El Rector General

El Rector Seccional

El Decano de Facultad

El Secretario Seccional

Registro Interno No 357.305.23-06-2017

Libro 17 Folio 8

"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2026-4434163

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 1098653119, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 68202-198968 desde el 20 de Enero de 2011, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 53.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los veintiocho (28) días del mes de Abril del año dos mil veintiseis (2026).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firmal del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

DISEÑO ESTRUCTURAL

DISIPADOR DE ENERGIA

MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA

ARAUCA - TAME

ABRIL 2026

ÍNDICE DE MODIFICACIONES

ÍNDICE DE REVISIÓN	FECHA DE MODIFICACIÓN	OBSERVACIONES
1	28/04/2026	Entrega Inicial
2		
3		
4		

ELABORACIÓN

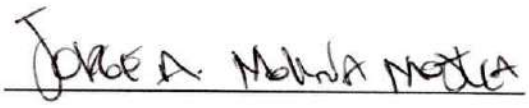
PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA
CONTIENE:	INFORME DE DISEÑO ESTRUCTURAL
VERSION:	V1
FECHA:	28/04/2026
ELABORÓ:	JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
PROFESIÓN:	Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
MATRICULA PROFESIONAL No:	68202-198968 STD
FIRMA:	

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN 6
2 OBJETIVOS 6
2.1 OBJETIVO GENERAL 6
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 6
3 GENERALIDADES 7
3.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO 7
3.2 ALCANCE DEL PROYECTO 8
4 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL DISIPADOR DE ENERGÍA 9
5 EVALUACIÓN Y DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE ENTRADA 9
5.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES 9
5.2 CARACTERÍSTICAS DEL DISIPADOR DE ENERGÍA 9
5.3 PROPIEDADES DEL SUELO 10
5.4 PARAMETROS SISMICOS 11
6 DEFINICIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO 12
6.1 DIMENSIONAMIENTO 12
7 ANÁLISIS DE CARGAS 13
7.1 CARGA DEL PESO PROPIO 13
7.2 CARGA DE EMPUJE DEL RELLENO POSTERIOR (H) 13
7.3 CARGA MUERTA POR PESO DE ESTANCAMIENTO DE SEDIMENTO (D) 16
7.4 ANÁLISIS DE CARGA MUERTA POR PESO DE FLUIDOS (F) 17
7.5 ANÁLISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL AGUA (F) 18
7.6 ANÁLISIS DE CARGA VIVA POR MANTENIMIENTO DE LA ESTRUCTURA (L) 19
7.7 ANALISIS DE FUERZA SISMICA 20
7.8 INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA 24
8 COMBINACIONES DE CARGA 25
9 DISEÑO A FLEXIÓN DE LOS ELEMENTOS 29
9.1 ETAPA DEL CONCRETO NO AGRIETADO 29
9.2 CONCRETO AGRIETADO, ETAPA DE ESFUERZOS ELÁSTICOS 30
9.3 FALLA DE LA VIGA, ETAPA DE RESISTENCIA ULTIMA 30
9.4 SECCIONES BALANCEADAS 31
9.5 FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA 32
10 DISEÑO A CORTANTE DE LOS ELEMENTOS 34
11 RESULTADOS DISEÑO LOSA FONDO 35

11.1 REFUERZO PARALELO AL EJE 11 35
11.2 REFUERZO PERPENDICULAR AL EJE 22 37
11.3 CHEQUEO POR CORTANTE 38
12 RESULTADOS DISEÑO DE MUROS LATERALES 40
12.1 REFUERZO PARALELO AL EJE 11 40
12.2 REFUERZO PERPENDICULAR AL EJE 22 41
12.3 CHEQUEO POR CORTANTE 43
13 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 45
14 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS 46

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 – Coordenadas del proyecto en estudio 7
Tabla 2 – Coordenadas de localización estructura de pavimento 8
Tabla 3 – Propiedades de los materiales del disipador de energía 9
Tabla 4 – Propiedades del suelo 10
Tabla 5 – Valores del factor de sitio, F_{pga}, en el periodo de vibración cero del espectro de aceleraciones 12
Tabla 6 – Predimensionamiento de lo elementos 13
Tabla 7 – Análisis y resultados de empuje en el relleno posterior 15
Tabla 8 – Análisis y resultados de carga muerta por peso del sedimento 16
Tabla 9 – Análisis y resultados de carga muerta por peso de fluidos 17
Tabla 10 – Análisis y resultados de carga por empuje de agua 18
Tabla 11 – Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas 19
Tabla 12 – Análisis y resultados de carga viva por mantenimientos de la estructura 20
Tabla 13 – Análisis y resultados de fuerza sísmica sobre Muros 22
Tabla 14 – Análisis y resultados de interacción suelo – Estructura 24
Tabla 15 – Combinaciones de cargas ultimas 28
Tabla 16 – Combinaciones de cargas afectadas por factor de durabilidad 28
Tabla 17 – Combinaciones de cargas de servicio 28
Tabla 18 – Factores de reducción de la resistencia 35
Tabla 19 – Momento positivo sobre placa M11 36
Tabla 20 – Momento positivo sobre placa M22 37
Tabla 21 – Cortante sobre placa V13 38
Tabla 22 – Cortante sobre placa V23 39
Tabla 23 – Momento positivo sobre muro M11 40
Tabla 24 – Momento positivo sobre muro M22 42
Tabla 25 – Cortante sobre muro V13 43
Tabla 26 – Cortante sobre muro V23 44

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Localización específica de los tramos a intervenir 7
Figura 2 – Esquema del disipador de energía 10
Figura 3 – Mapa de valores PGA 11
Figura 4 – Naturaleza de la presión lateral de la tierra sobre un muro 14
Figura 5 – Asignación Cargas de empuje horizontal terreno en SAP2000 15
Figura 6 – Asignación de carga muerta por estancamiento de sedimentos en SAP2000 16
Figura 7 – Asignación de carga muerta por peso de fluidos en SAP2000 17
Figura 8 – Asignación Cargas de Presión Horizontal del Agua en SAP2000 18
Figura 9 – Asignación de carga viva por mantenimiento de la estructura en SAP2000 20
Figura 10 – Asignación Cargas sísmica en SAP2000 23
Figura 11 – Asignación coeficiente de Balastro 25
Figura 12 – Etapa del concreto No Agrietado 30
Figura 13 – Concreto Agrietado, Etapa de esfuerzos elásticos 30
Figura 14 – Falla de la viga, etapa de resistencia ultima 31
Figura 15 – Sección Frágil 32
Figura 16 – Sección Ductil 32
Figura 17 – Sección dúctil controlada por tensión 33
Figura 18 – Sección en el intervalo de transición de tensión a compresión 33
Figura 19 – Puntos donde se genera una fuerza cortante 34
Figura 20 – Diagrama de momentos sobre placa M11 35
Figura 21 – Diagrama de momentos sobre placa M22 37
Figura 22 – Diagrama de cortante sobre placa V13 38
Figura 23 – Diagrama de cortante sobre placa V23 39
Figura 24 – Diagrama de momentos sobre muro M11 40
Figura 25 – Diagrama de momentos sobre muro M22 41
Figura 26 – Diagrama de cortante sobre muro V13 43
Figura 27 – Diagrama de cortante sobre muro V23 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 contiene un disipador de energía para la conducción de las aguas que bordea el proyecto que tiene por objeto **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"**, 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 del reglamento de construcción sismorresistente Colombiano NSR-10.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el análisis y diseño estructural del disipador de energía para drenar el agua pluvial del proyecto que tiene por objeto **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, 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 disipador de energía proyectado ante diferentes combinaciones de fuerzas permanentes y transitorias.

3 GENERALIDADES

3.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

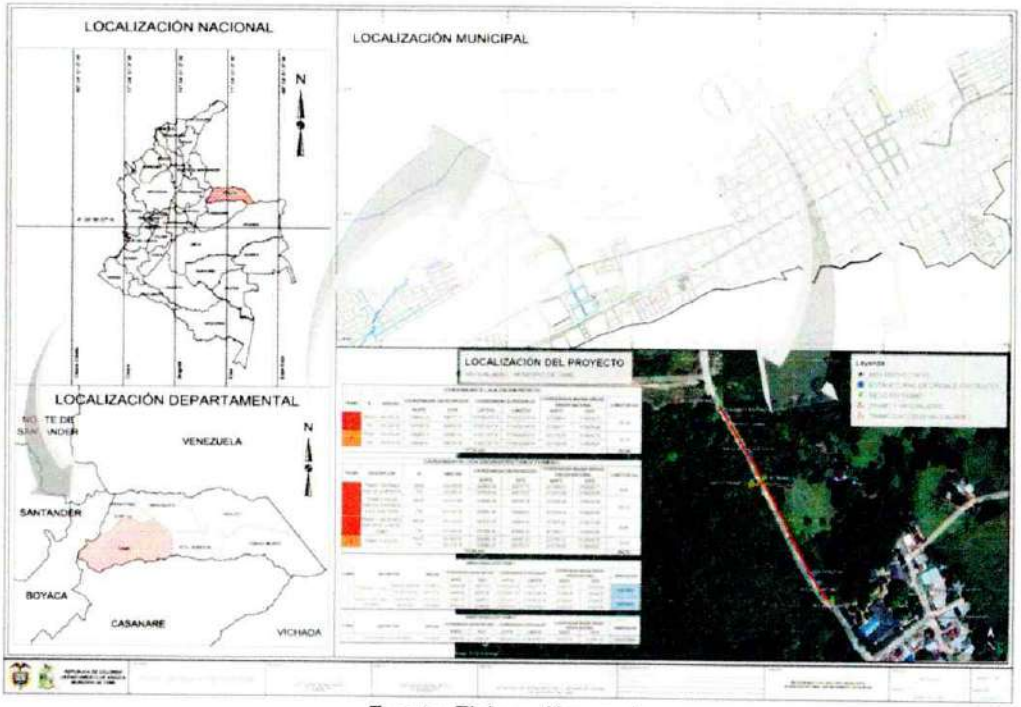
Este proyecto tiene como objetivo optimizar la conectividad vial entre el casco urbano del municipio de Tame, Departamento de Arauca y la salida hacia la Herradura Ecoturística, facilitando el acceso y promoviendo el desarrollo socioeconómico de la región. A continuación, se detallan las coordenadas específicas de intervención.

Tabla 1 – Coordenadas del proyecto en estudio

COORDENADAS DE LOCALIZACION PROYECTO									
TRAMO	ID	ABSCISA	COORDENADAS GAUSS KRUGER		COORDENADAS ELIPSOIDALES		COORDENADAS MAGNA SIRGAS - ORIGEN NACIONAL		LONGITUD (m)
			NORTE	ESTE	LATITUD	LONGITUD	NORTE	ESTE	
1	INICIO	K0+000.00	1206833,43	926777,17	6°27'58,074" N	71°44'22,014" W	2272668,41	5139336,71	259,30
	FIN	K0+259.30	1207059,35	926650,50	6°28'5,423" N	71°44'26,146" W	2272893,71	5139209,26	
2	INICIO	K0+000.00	1206959,14	926687,63	6°28'2,163" N	71°44'24,933" W	2272793,70	5139246,75	14,19
	FIN	K0+014.19	1206964,47	926700,78	6°28'2,337" N	71°44'24,506" W	2272799,08	5139259,87	
TOTAL (m)									273,49

Fuente: Elaboración propia

Figura 1 – Localización específica de los tramos a intervenir



Fuente: Elaboración propia

3.2 ALCANCE DEL PROYECTO

El proyecto "**MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA**" tiene como objetivo la intervención de un total de 273,49 metros lineales de corredor vial, de los cuales se plantea realizar la pavimentación de 204.72 ml en pavimento flexible distribuidos en los siguientes tramos:

Tabla 2 – Coordenadas de localización estructura de pavimento

COORDENADAS DE LOCALIZACION ESTRUCTURA DE PAVIMENTO								
TRAMO	DESCRIPCION	ID	ABSCISA	COORDENADAS GAUSS KRUGER		COORDENADAS MAGNA SIRGAS -ORIGEN NACIONAL		LONGITUD (m)
				NORTE	ESTE	NORTE	ESTE	
1	TRAMO 1 ENTRADA PONTON EXISTENTE	INICIO	K0+000.00	1206833,43	926777,17	2272668,41	5139336,71	6,32
		FIN	K0+006,32	1206838.64	926773.57	2272673,60	5139333,09	
	TRAMO 1 SALIDA PONTON EXISTENTE A BOX EXISTENTE	INICIO	K0+017,80	1206848.06	926767.06	2272682,99	5139326,55	163,35
		FIN	K0+181,15	1206991.69	926689.51	2272826,24	5139248,50	
	TRAMO 1 SALIDA BOX EXISTENTE A FIN DE TRAMO	INICIO	K0+238,44	1207041.23	926660.85	2272875,64	5139219,68	20,86
		FIN	K0+259.30	1207059,35	926650,50	2272893,71	5139209,26	
2	TRAMO 2 ACCESO	INICIO	K0+000.00	1206959,14	926687,63	2272793,70	5139246,75	14,19
		FIN	K0+014.19	1206964,47	926700,78	2272799,08	5139259,87	
TOTAL (m)								204,72

Fuente: Elaboración propia

Además de la construcción del pavimento, el proyecto abarca una serie de obras complementarias clave para garantizar la funcionalidad y durabilidad de la vía. Estas incluyen:

- Obra hidráulica tipo box culvert, necesaria para garantizar un adecuado paso de las aguas superficiales y subterráneas.
- Estructuras de encauzamiento y encole para el manejo eficiente de las aguas pluviales, protegiendo la infraestructura vial de posibles erosiones.
- Elementos de confinamiento, indispensables para estabilizar la vía y asegurar su resistencia a las condiciones ambientales y de tránsito.

Este proyecto está diseñado para mejorar las condiciones de transitabilidad y conectividad de los habitantes. La intervención no solo beneficiará la movilidad diaria, sino que también contribuirá al desarrollo económico y social de la región. Además, asegurará que la vía construida no solo cumpla con las expectativas de durabilidad y resistencia, sino que también proporcione beneficios tangibles a la comunidad, mejorando su calidad de vida y facilitando su movilidad en condiciones óptimas.

4 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL DISIPADOR DE ENERGÍA

En ingeniería se denomina disipador de energía a una construcción destinada al transporte y conducción de fluidos, generalmente agua el cual tiene como característica principal es que están a nivel de la superficie, de tal manera que no son muy visibles. El disipador de energía requiere 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 su sección transversal.

Para el proyecto de inversión denominado **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"**, se propone la construcción del disipador de energía para el drenaje de la vía.

5 EVALUACIÓN Y DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE ENTRADA

A continuación, se presentan los parámetros básicos que tiene en cuenta el presente diseño, el cual son definidos por recomendaciones normativos, estudios de suelos y características particulares del sector donde se desarrolla el presente proyecto que tiene por objeto **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"**

5.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Para el diseño del presente disipador de energía se definen las siguientes propiedades de los materiales, relacionados en las siguientes tablas.

Tabla 3 – Propiedades de los materiales del disipador de energía

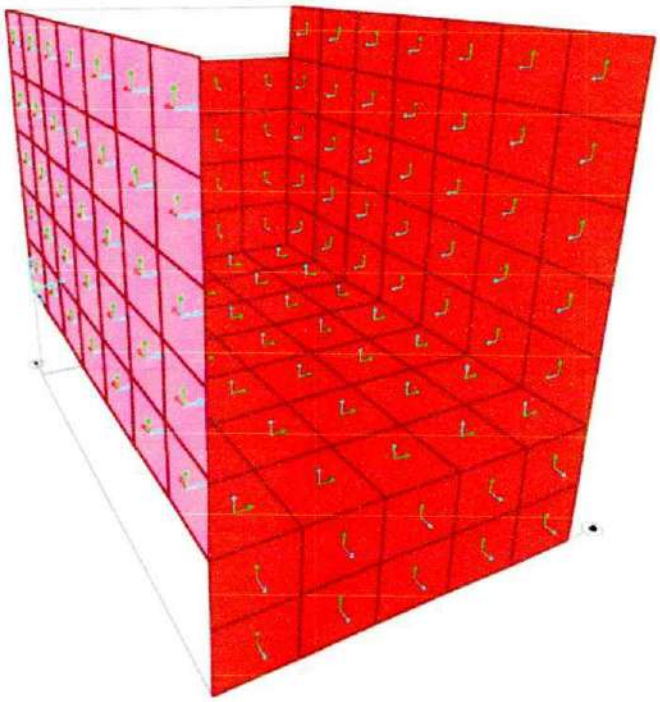
PROPIEDADES DE LOS MATERIALES		
Descripción del Material	**Símbolo**	**Resistencia**
Concreto para Losa de fondo	F'c	21,0 MPa
Concreto para Muros Laterales	F'c	21,0 MPa
Solado de aislamiento	F'c	14,0 MPa
Acero Longitudinal y Transversal	Fy	420 MPa

Fuente: Autor

5.2 CARACTERÍSTICAS DEL DISIPADOR DE ENERGÍA

El disipador de energía proyectado para el drenaje del agua pluvial se proyecta con unas dimensiones internas cuya sección máxima es de 0.80 m por 0.78 m, de conformidad con lo señalado en el estudio hidrológico e hidráulico del presente proyecto.

Figura 2 – Esquema del disipador de energía



Fuente: SAP 2000 y autor.

5.3 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 4 – Propiedades del suelo

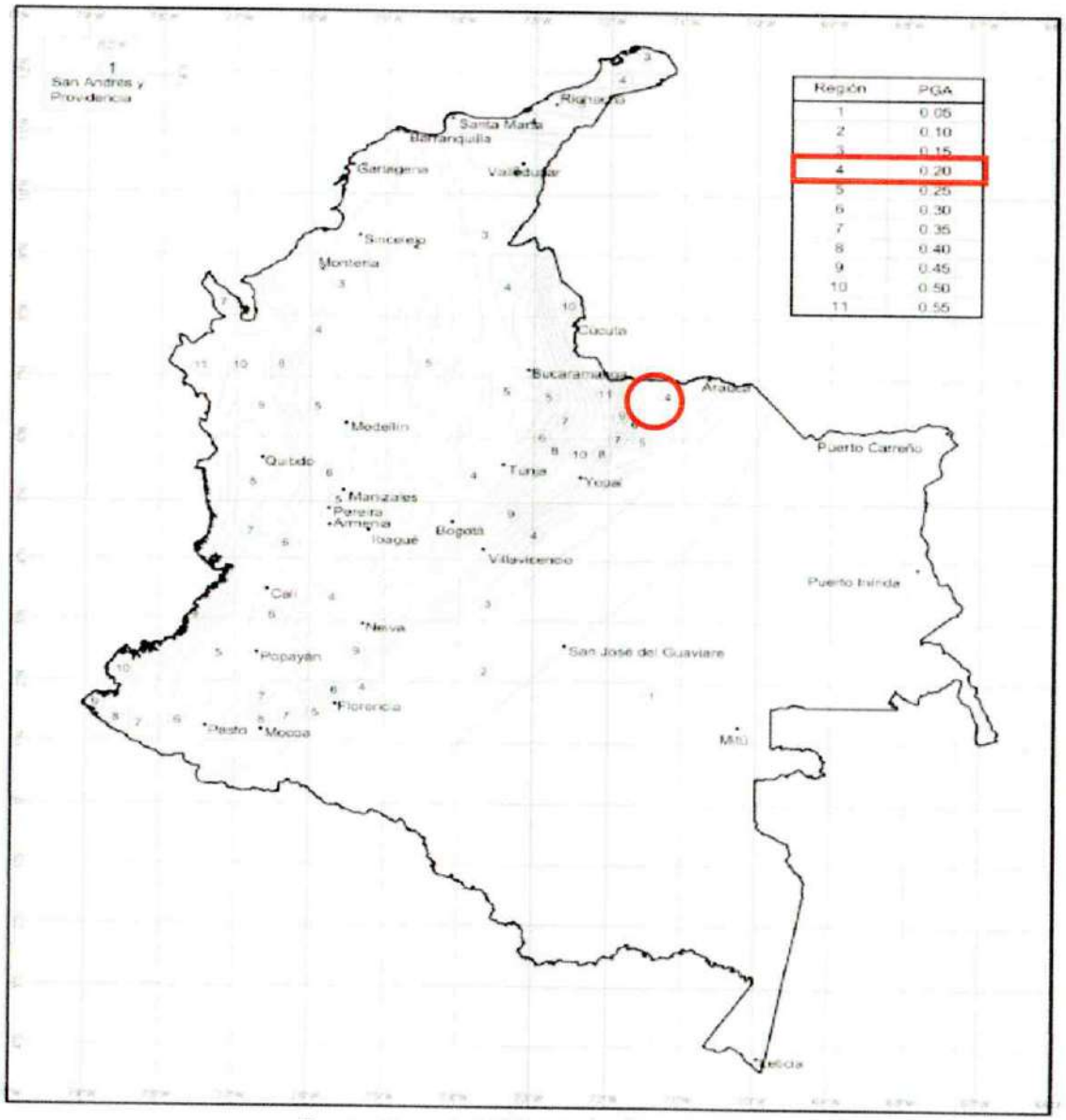
PROPIEDADES DEL SUELO		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Nivel de Desplante de la Estructura	-	0,90 m
Angulo de fricción interna del suelo	Ø	30,26°
Peso específico del relleno	ɣ	18,00 KN/m^3
Capacidad Admisible del suelo	σ_{adm}	406.60 KN/m^2
Tipo de perfil de suelo	-	D

Fuente: Autor

5.4 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:

Figura 3 – Mapa de valores PGA



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

Tabla 5 – Valores del factor de sitio, F_{pga}, en el periodo de vibración cero del espectro de aceleraciones

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

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

6 DEFINICIÓN DE LA METODOLOGÍA 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, la cual dicha obra contribuye con el correcto drenaje de las afluentes, que hacen parte del proyecto de inversión denominado "**MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA**" contemplando la metodología de diseño la cual incluye aspectos como:

- Predimensionamiento 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 disipador de energía del que hace mención el presente documento este se encuentra conformado por los siguientes elementos estructurales:

- Losa de fondo
- Muros Laterales

6.1 DIMENSIONAMIENTO

El dimensionamiento inicial de los elementos, se realiza en base a las recomendaciones dadas por el código ACI 350-01, y el criterio del diseñador, obedeciendo a recubrimientos mínimos, en este caso se definen los siguientes espesores.

Tabla 6 – Predimensionamiento de lo elementos

DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Losa de Fondo	e	0,12 m
Muros Laterales	e	0,12 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.

7 ANÁLISIS DE CARGAS

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

7.1 CARGA DEL PESO PROPIO

Para el análisis estructural del disipador de energía 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 3d orientada a objetos.

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

7.2 CARGA DE EMPUJE DEL RELLENO POSTERIOR (H)

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

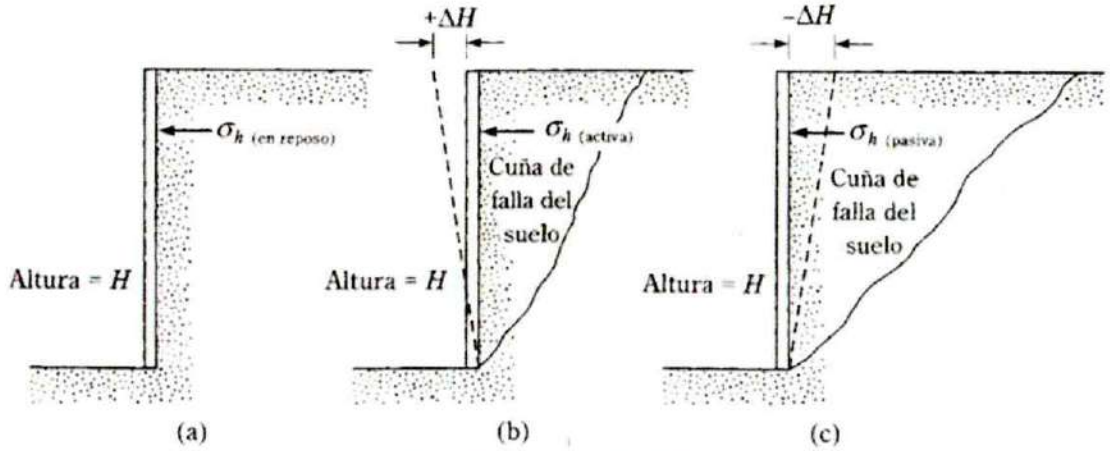
El empuje del relleno de puede desarrollar en diferentes condiciones, las cuales se describen a continuación:

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.

Figura 4 – Naturaleza de la presión lateral de la tierra sobre un muro



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

Para el análisis de empuje de tierra sobre el disipador de energía que hace parte del proyecto que tiene por objeto **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, 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 E_a, 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:

$$H_Z = K_a \cdot \Upsilon_s \cdot Z$$

Donde:

H_Z Presión lateral ejercida por el suelo
K_a Coeficiente de presión lateral activa del terreno
Υ_s Peso Unitario del suelo
Z Distancia de profundidad para aplicación de la fuerza

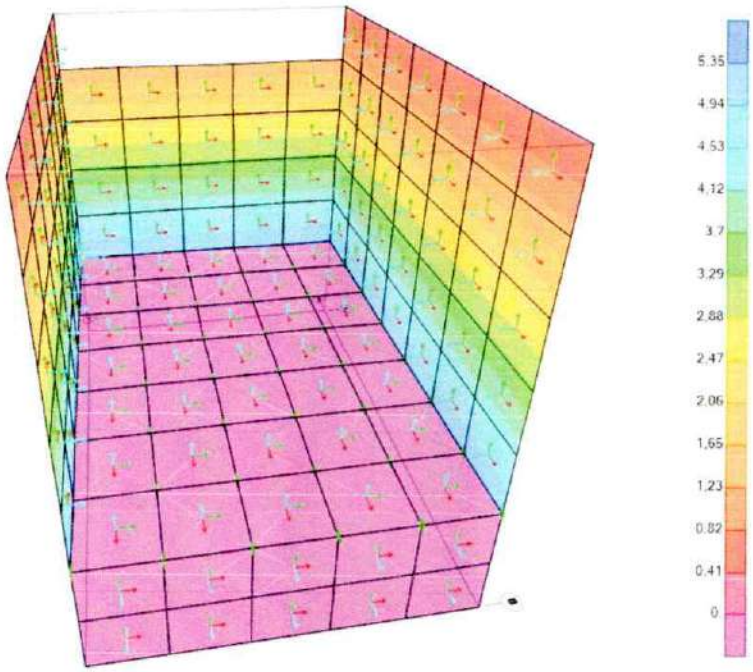
Debido a que los muros de la estructura considerados en el presente proyecto, no se permite el uso de material de relleno que tenga plasticidad, es decir, se prohíbe la utilización de limos y arcillas ya que estos corresponden a materiales inestables cuando se presentan cambios de humedad por ende pueden provocar esfuerzos que superen la resistencia planteada que puedan conllevar a la falla del elemento.

Tabla 7 – Análisis y resultados de empuje en el relleno posterior

ANÁLISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL TERRENO (H)		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Peso unitario del suelo de relleno	γ	18,00 KN/m3
Angulo de fricción interna del suelo de relleno	Ø	30,26 °
Altura del muro	h	0,900 m
Coeficiente de presión lateral del suelo en reposo	K_0	0,50
Coeficiente de presión lateral activa del terreno	K_a	0,33
Presión lateral mínima	**H1**	**0,00 KN/m2**
Presión Lateral Máxima	**H2**	**5,35 KN/m2**

Fuente: Autor

Figura 5 – Asignación Cargas de empuje horizontal terreno en SAP2000



Fuente: SAP2000 y 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 disipador de energía que se está analizando en el presente diseño se encuentran las siguientes cargas.

7.3 CARGA MUERTA POR PESO DE ESTANCAMIENTO DE SEDIMENTO (D)

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

$$D = \gamma_s . h$$

Donde:

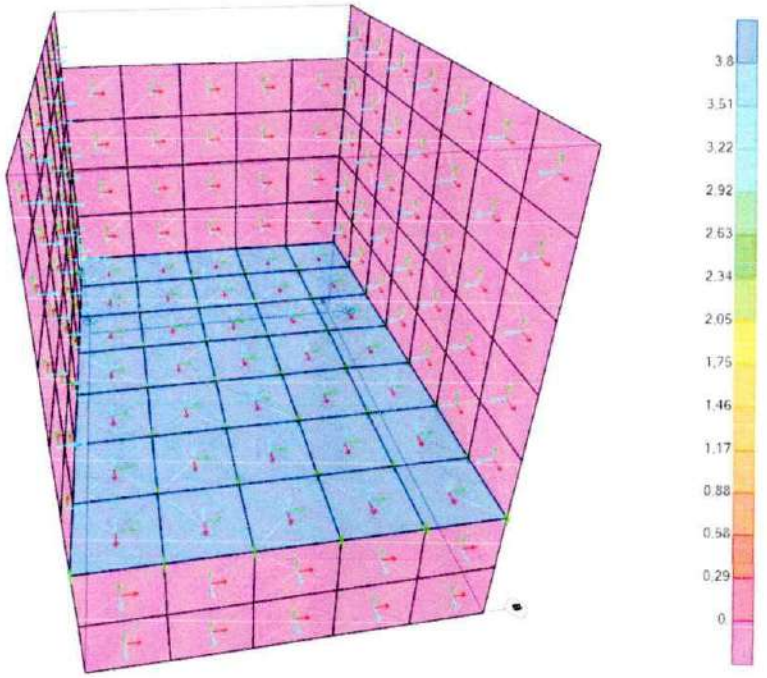
D Carga vertical de suelo (KN/m)
γ_s Peso unitario del suelo de sedimento (KN/m^3)
h Espesor del sedimento (m)

Tabla 8 – Análisis y resultados de carga muerta por peso del sedimento

ANALISIS DE CARGA MUERTA POR ESTANCAMIENTO DE SEDIMENTOS		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Peso unitario del suelo de sedimento acumulado	Y	19,00 KN/m3
Espesor del sedimento acumulado	h	0,20 m
Carga muerta sobre losa de fundación	**D**	**3,80 KN/m2**

Fuente: Autor

Figura 6 – Asignación de carga muerta por estancamiento de sedimentos en SAP2000



Fuente: SAP2000 y Autor

7.4 ANÁLISIS DE CARGA MUERTA POR PESO DE FLUIDOS (F)

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 inferior como se presenta a continuación:

$$F = \gamma_A . h$$

Donde:

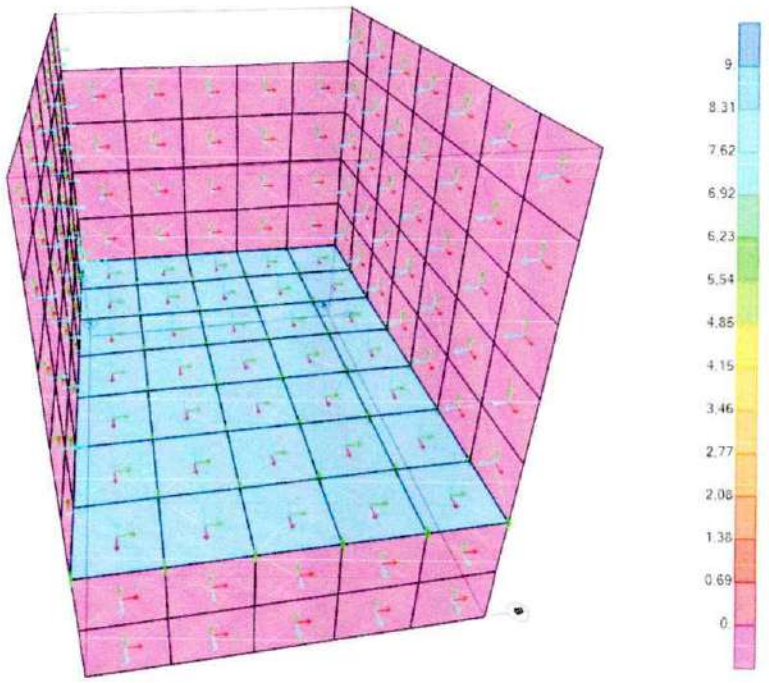
F Carga Vertical de Agua (KN/m^2)
γ_A Peso específico del Agua (KN/m^3)
h Profundidad lámina de agua (m)

Tabla 9 – Análisis y resultados de carga muerta por peso de fluidos

ANÁLISIS DE CARGA MUERTA POR PESO DE FLUIDOS (F)		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Peso unitario del Agua	γ	10,00 KN/m3
Altura considerada	h	0,900 m
carga de agua sobre losa de fundación	**F**	**9,00 KN/m2**

Fuente: Autor

Figura 7 – Asignación de carga muerta por peso de fluidos en SAP2000



Fuente: SAP2000 y Autor

7.5 ANÁLISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL AGUA (F)

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:

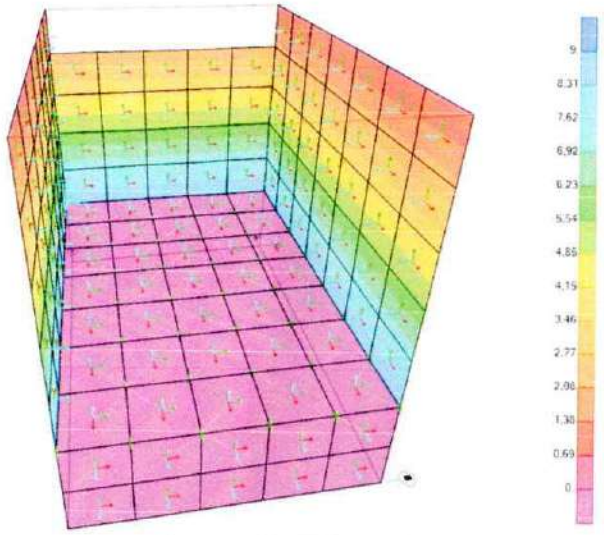
F Presión horizontal de agua (KN/m)
γ_A Peso específico del agua (KN/m^3)
h Profundidad lámina de agua (m)

Tabla 10 – Análisis y resultados de carga por empuje de agua

ANÁLISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL AGUA (F)		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Peso unitario del Agua	ɣ	10,00 KN/m3
Altura del Muro	h	0,900 m
Presión lateral mínima	**F_1**	**0,00 KN/m2**
Presión Lateral Máxima	**F_2**	**9,00 KN/m2**

Fuente: Autor

Figura 8 – Asignación Cargas de Presión Horizontal del Agua en SAP2000



Fuente: SAP2000 y Autor

7.6 ANÁLISIS DE CARGA VIVA POR MANTENIMIENTO DE LA ESTRUCTURA (L)

Para el caso del diseño estructural del disipador de energía 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 11 – Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m²) m² de área en planta	Carga uniforme (kgf/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
Fabricas	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 automóviles de pasajeros	2.5	250
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad.	5.0	500
Coliseos y Estadios	Graderías	5.0	500
	Escaleras	5.0	500

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

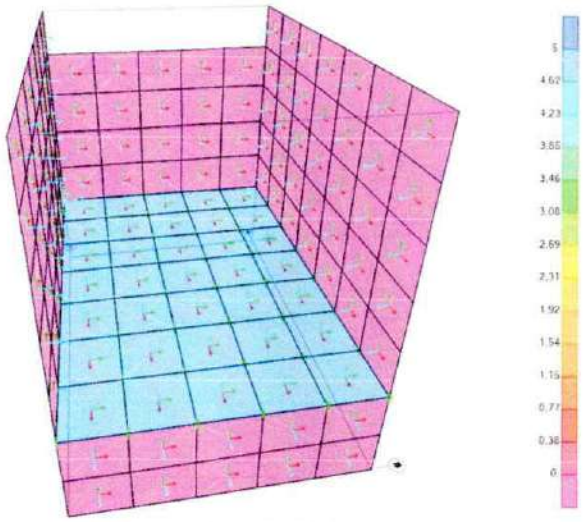
Por tanto y de conformidad con lo expuesto en las tablas anteriormente expuestas se decide realizar el análisis de carga viva tal como se detalla a continuación:

Tabla 12 – 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

Figura 9 – Asignación de carga viva por mantenimiento de la estructura en SAP2000



Fuente: SAP2000 y Autor

7.7 ANALISIS DE FUERZA SISMICA

Las cargas sísmicas que pueden presentarse sobre la estructura 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
$\emptyset$	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 más 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

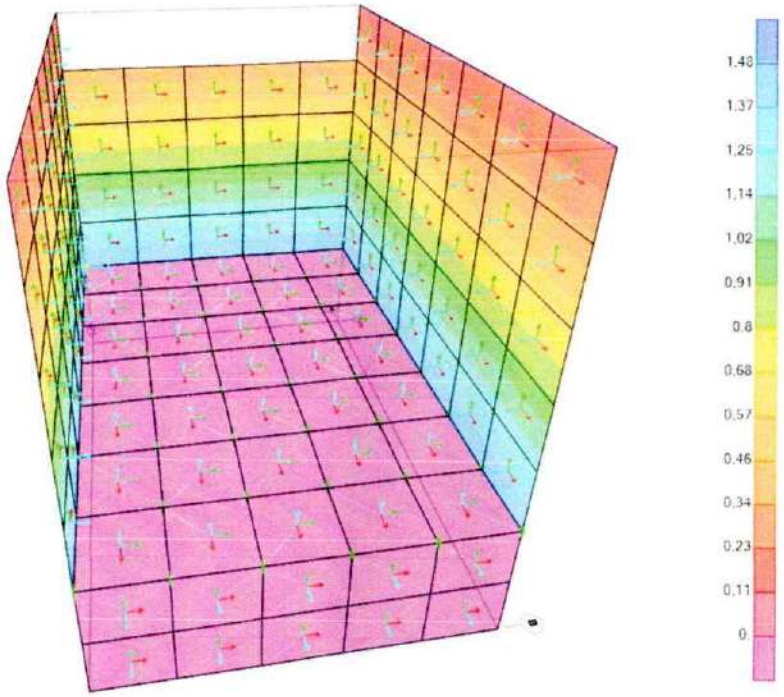
Tabla 13 – Análisis y resultados de fuerza sísmica sobre Muros

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	0,2
Tipo de perfil de suelo de acuerdo con lo indicado en estudio Geotécnico 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	1,400
Coeficiente de aceleración sísmica	As	0,28
Coeficiente sísmico de aceleración horizontal suponiendo que no ocurre ningún desplazamiento del muro de acuerdo con el numeral 11.6.5.2.1 de CCP-14	Kh0	0,280
Coeficiente de aceleración sísmica vertical de acuerdo con consideraciones del numeral 11.6.5.2.1 de CCP-14	Kv	0,000

ANALISIS DE FUERZA SISMICA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Coeficiente de aceleración sísmica horizontal de acuerdo con consideraciones del número C11.6.5.2,2 de CCP-14	Kh	0,140
Angulo de inercia sísmica	θMO	7,97 °
Angulo de fricción interna del suelo	Ø	30,26 °
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	í	0,00 °
Coeficiente de presión sísmica activa del suelo	KAE	0,421
Coeficiente de presión lateral activa	Ka	0,330
Profundidad donde se produce la presión Máxima	z	0,900 m
Peso Unitario del Suelo	ɣ	18,00 KN/m3
Presión lateral por sismo en el terreno	**E**	**1,48 KN/m2**

Fuente: Autor

Figura 10 – Asignación Cargas sísmica en SAP2000



Fuente: SAP2000 y Autor

7.8 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 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

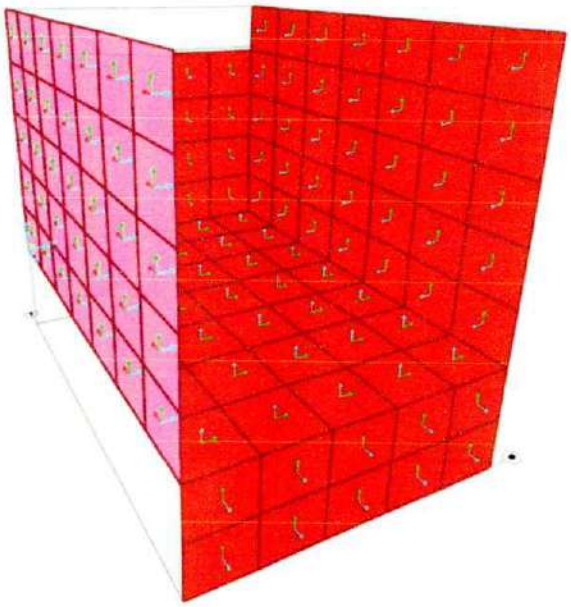
A continuación, presentamos el análisis de resultados obtenidos

Tabla 14 – Análisis y resultados de interacción suelo – Estructura

INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA		
DESCRIPCIÓN	**SIMBOLO**	**VALOR**
Capacidad admisible del terreno, tomado de estudio Geotécnico	σ_{adm}	406,60 KN/m2
Factor de seguridad del terreno	FS	2,5
Coeficiente de Balastro, aplicando ecuación Bowles	**K**	**40.660,00 KN/m3**

Fuente: Autor

Figura 11 – Asignación coeficiente de Balastro



Fuente: SAP2000 y Autor

8 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga necesarias para el análisis estructural del diseño del disipador de energía, 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:

$$Fuerza\ de\ Diseño\ \geq Fuerza\ Requerida$$

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

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:

1. La resistencia requerida U, se calcula multiplicando las cargas de servicio por los factores de carga. Por lo tanto, el momento mayorado M_U 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.

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

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

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

$$\left[A_s.f_y.\left(d - \frac{a}{2}\right)\right] \geq 1{,}4M_d + 1{,}7M_L$$

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 más 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:

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

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 15 – 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			
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 16 – 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 17 – 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

9 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:

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

$$m = \frac{f_y}{0{,}85 \cdot f'_c}$$

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

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

Donde:

P	Cuantía teórica de refuerzo
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

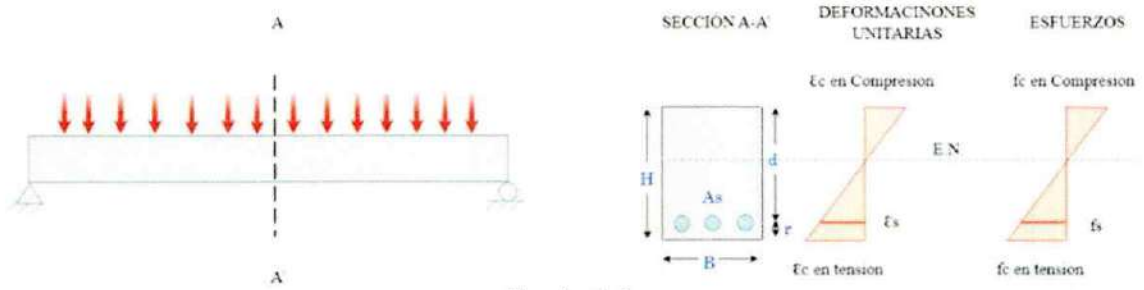
De igual manera se debe tener en cuenta la teoría, análisis y diseño de vigas y losas sometidas a flexión en la cual se supone que se coloca una pequeña carga transversal sobre una viga de concreto con refuerzo de tensión y que esta carga se incrementa gradualmente en magnitud hasta que la viga falla.

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

9.1 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.

Figura 12 – Etapa del concreto No Agrietado



Fuente: Autor

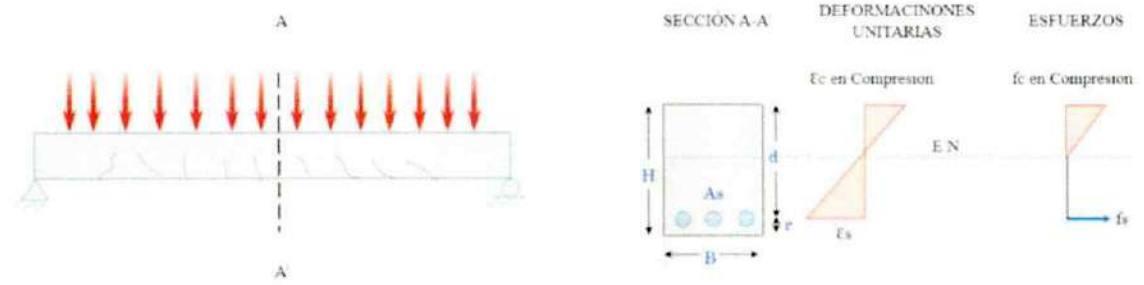
9.2 CONCRETO AGRIETADO, ETAPA DE ESFUERZOS ELÁSTICOS

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 continuará 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.

Figura 13 – Concreto Agrietado, Etapa de esfuerzos elásticos

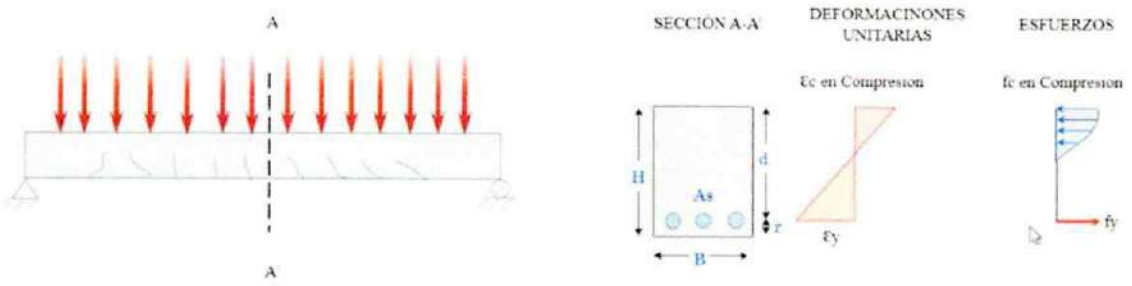


Fuente: Autor

9.3 FALLA DE LA VIGA, ETAPA DE RESISTENCIA ULTIMA

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.

Figura 14 – 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

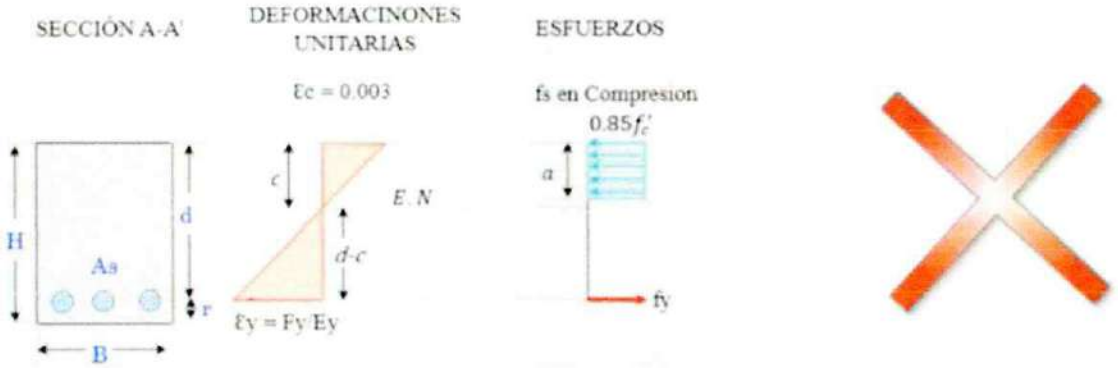
9.4 SECCIONES BALANCEADAS

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.

Figura 15 – Sección Frágil

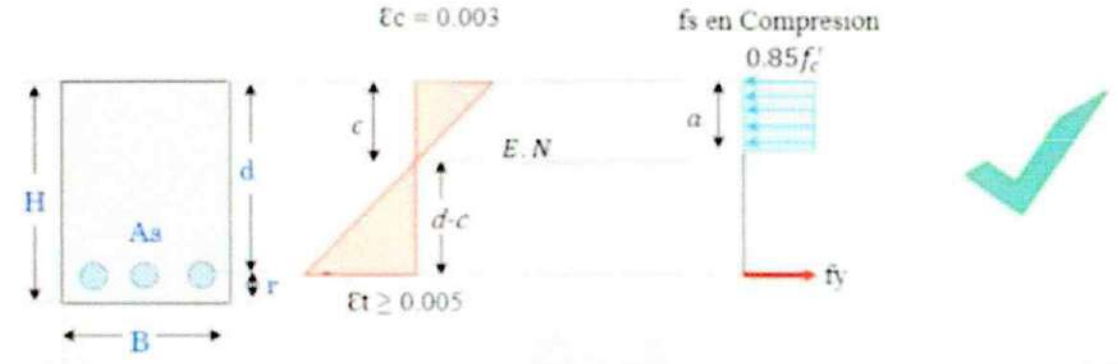


Fuente: Autor

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

Figura 16 – Sección Ductil

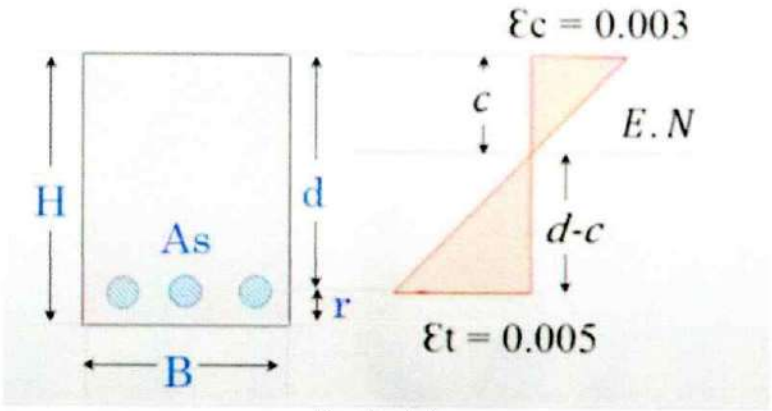


Fuente: Autor

9.5 FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA

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

Figura 17 – Sección dúctil controlada por tensión



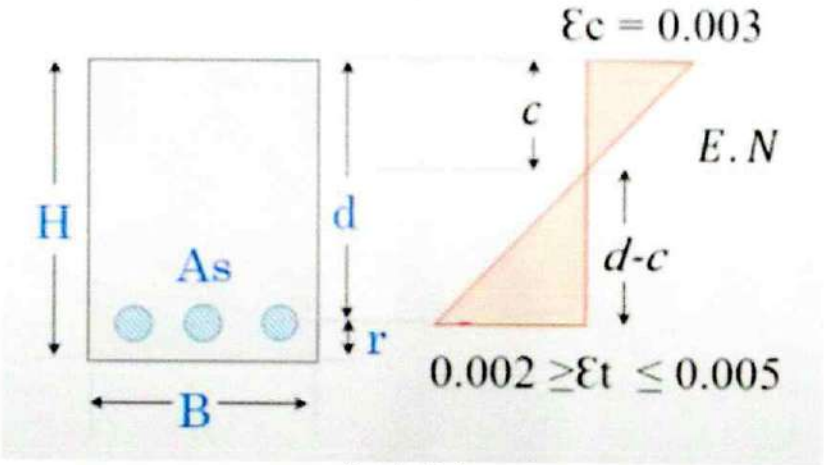
Fuente: Autor

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.

$$\phi = 0{,}65 + (\varepsilon_t - \varepsilon_y)\frac{0{,}25}{(0{,}005 - \varepsilon_y)}$$

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.

Figura 18 – Sección en el intervalo de transición de tensión a compresión

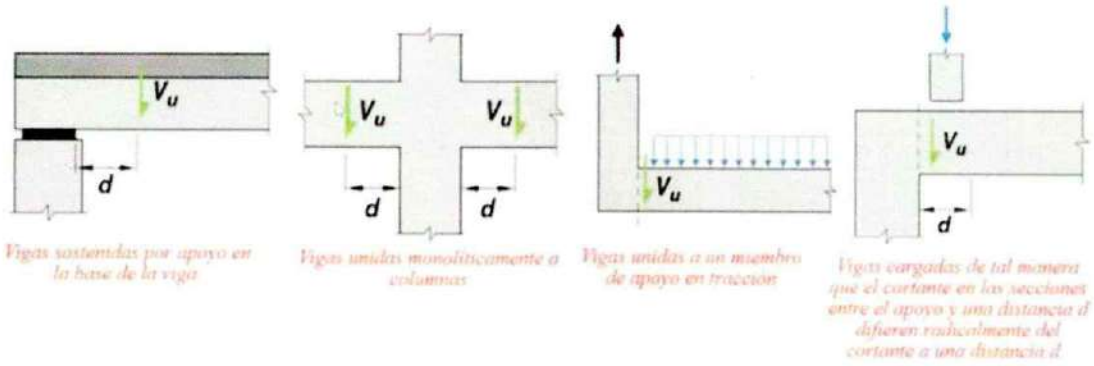


Fuente: Autor

10 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:

Figura 19 – Puntos donde se genera una fuerza cortante



Fuente: https://gmoralexv2.weebly.com/iii-esfuerzo-cortante-y-tensioacuten-diagonal.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 artículo 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:

1. 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.

2. Tener en cuenta inexactitudes en las ecuaciones de diseño.

3. 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 se dé la resistencia Ø debe ser el dado en los siguientes apartados.

Tabla 18 – Factores de reducción de la resistencia

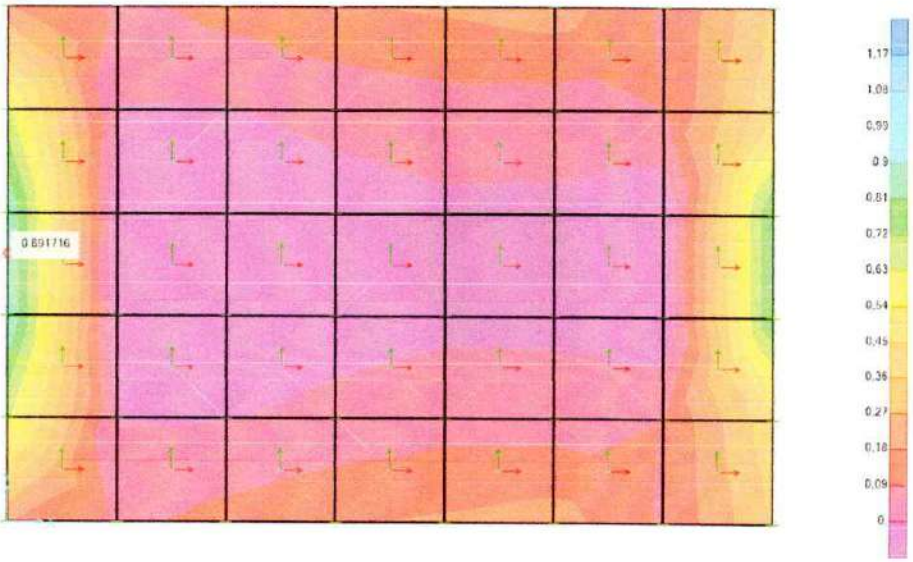
DESCRIPCIÓN	VALOR Ø
Secciones controladas por tracción	0,90
Secciones controladas por compresión ➢ Elementos con refuerzo en espiral ➢ Otros elementos reforzados	 0,75 0,65
Cortante y Torsión	0,75
Aplastamiento en el concreto	0,65
Zonas de anclaje postensado	0,85
Los modelos puntal – tensor	0,75

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

11 RESULTADOS DISEÑO LOSA FONDO

11.1 REFUERZO PARALELO AL EJE 11

Figura 20 – Diagrama de momentos sobre placa M11



Fuente: SAP2000.

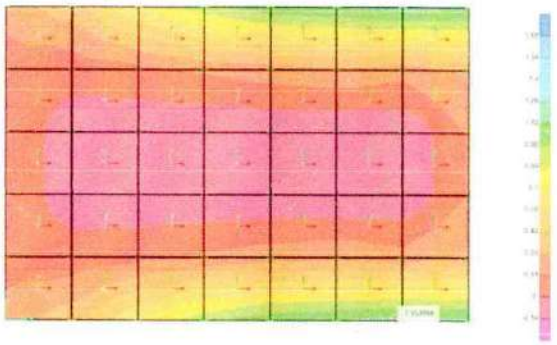
Tabla 19 – Momento positivo sobre placa M11

REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO EN LA PLACA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 MPa
Resistencia a la fluencia del Acero	Fy	420,00 MPa
Ancho de Placa	b	1,00 m
Alto de Placa	h	0,12 m
Espesor de recubrimiento	e	0,050 m
Número Barra de refuerzo	N°	3
Diametro barra de refuerzo	Ø	3/8 Pulgadas
		9,50 mm
Distancia desde fibra extrema a tracción a centroide de la barra de refuerzo	dc	54,75 mm
Altura efectiva	d	0,065 m
Modulo de rotura del concreto	f_r	2,84 MPa
Inercia bruta de la sección, en mm4	I_g	1,44E+08
Distancia desde eje neutro a fibra extrema en tracción	Y_t	60,00 mm
Momento maximo actuante (Extraido de SAP-2000)	Mact	0,89 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	6,82 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	6,82 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	7,58 KN-m
Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0,0045
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}	0,0213
Cuantia maxima	ρ_{max}	0,016
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0,0045
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	A_s	293,63 mm2
Area de la barra de acero seleccionada	A_b	71,00 mm2
Cantidad de barras de acero a instalar	Ca	6,00
Instalar barras N° 3 cada 0,16 m en sentido paralelo a la sección transversal		

Fuente: Autor

11.2 REFUERZO PERPENDICULAR AL EJE 22

Figura 21 – Diagrama de momentos sobre placa M22



Fuente: SAP2000

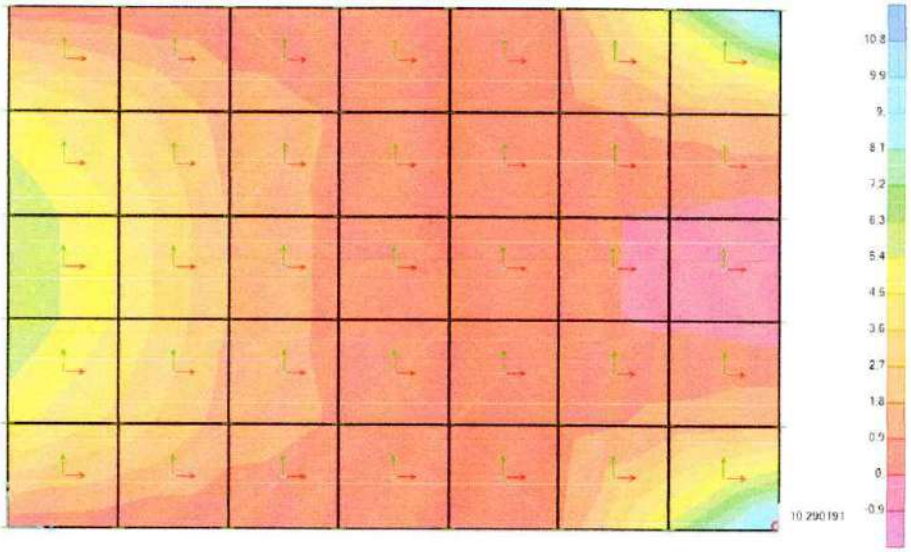
Tabla 20 – Momento positivo sobre placa M22

REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO EN LA PLACA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 MPa
Resistencia a la fluencia del Acero	Fy	420,00 MPa
Ancho de Placa	b	1,00 m
Alto de Placa	h	0,12 m
Espesor de recubrimiento	e	0,050 m
Número Barra de refuerzo	N°	3
Diametro barra de refuerzo	Ø	3/8 Pulgadas
		9,50 mm
Distancia desde fibra extrema a tracción a centroide de la barra de refuerzo	dc	54,75 mm
Altura efectiva	d	0,065 m
Modulo de rotura del concreto	fr	2,84 MPa
Inercia bruta de la sección, en mm4	Ig	1,44E+08
Distancia desde eje neutro a fibra extrema en tracción	Yt	60,00 mm
Momento maximo actuante (Extraido de SAP-2000)	Mact	1,15 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	6,82 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	6,82 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	7,58
Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0,0045
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}	0,0213
Cuantia maxima	ρ_{max}	0,016
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0,0045
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	As	293,63 mm2
Area de la barra de acero seleccionada	Ab	71,00 mm2
Cantidad de barras de acero a instalar	Ca	6,00
Instalar barras N° 3 cada 0,16 m en sentido perpendicular a la sección transversal		

Fuente: Autor

11.3 CHEQUEO POR CORTANTE

Figura 22 – Diagrama de cortante sobre placa V13



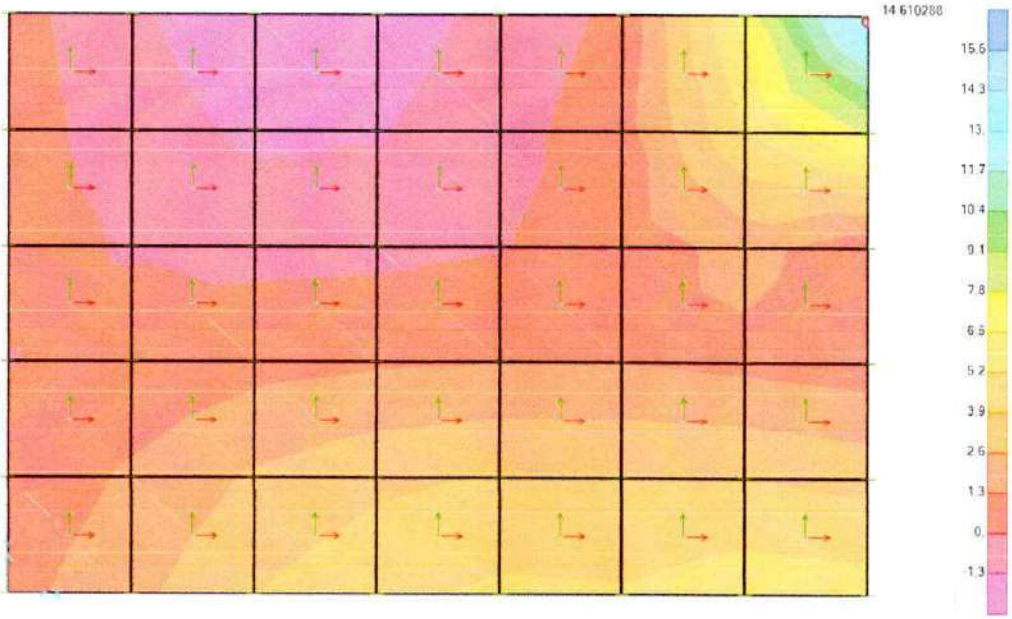
Fuente: SAP2000

Tabla 21 – Cortante sobre placa V13

REVISIÓN A CORTANTE V13		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 MPa
Ancho de Placa	b	1.000,00 mm
Alto de Placa	h	120,00 mm
Espesor de recubrimiento	e	50,00 mm
Número Barra de refuerzo	N°	3
Diametro barra de refuerzo	Ø	3/8 Pulgadas 9,50 mm
Distancia desde fibra extrema a tracción a centroide de la barra de refuerzo	dc	54,75 mm
Altura efectiva	d	65,25 mm
Factor de modificación en función de los pesos del concreto	λ	1,00
Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto	Vc	50,83 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**	**38,12 KN**
Esfuerzo maximo de corte en placa (Tomado de SAP-2000)	σ_{max}	10,29 KN/m2
Area tributaria sobre la cual actua el esfuerzo de corte	At	0,12 m
Fuerza cortante sobre la sección de concreto	**Vu**	**1,23 KN**
OK Cumple diseño por cortante		

Fuente: Autor

Figura 23 – Diagrama de cortante sobre placa V23



Fuente: SAP2000

Tabla 22 – Cortante sobre placa V23

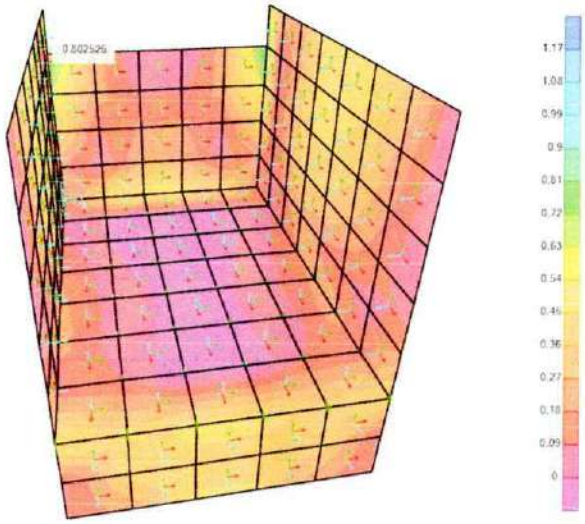
REVISIÓN A CORTANTE V23		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 MPa
Ancho de Placa	b	1.000,00 mm
Alto de Placa	h	120,00 mm
Espesor de recubrimiento	e	50,00 mm
Número Barra de refuerzo	N°	3
Diametro barra de refuerzo	Ø	3/8 Pulgadas
		9,50 mm
Distancia desde fibra extrema a tracción a centroide de la barra de refuerzo	dc	54,75 mm
Altura efectiva	d	65,25 mm
Factor de modificación en función de los pesos del concreto	λ	1,00
Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto	Vc	50,83 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**	**38,12 KN**
Esfuerzo maximo de corte en muro (Tomado de SAP-2000)	σ_{max}	14,61 KN/m2
Area tributaria sobre la cual actua el esfuerzo de corte	At	0,12 m
Fuerza cortante sobre la sección de concreto	**Vu**	**1,75 KN**
OK Cumple diseño por cortante		

Fuente: Autor

12 RESULTADOS DISEÑO DE MUROS LATERALES

12.1 REFUERZO PARALELO AL EJE 11

Figura 24 – Diagrama de momentos sobre muro M11



Fuente: SAP2000.

Tabla 23 – Momento positivo sobre muro M11

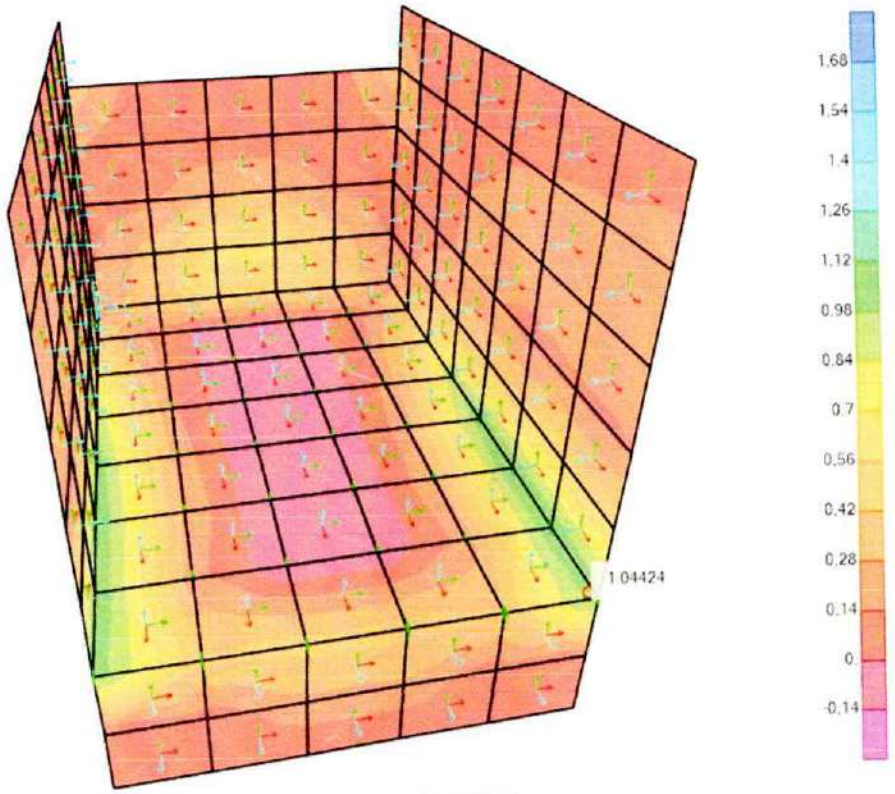
REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO SOBRE MUROS		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 MPa
Resistencia a la fluencia del Acero	Fy	420,00 MPa
Ancho de Muro	b	1,00 m
Espesor de Muro	h	0,12 m
Espesor de recubrimiento	e	0,050 m
Número Barra de refuerzo	N°	3
Diametro barra de refuerzo	Ø	3/8 Pulgadas
		9,50 mm
Distancia desde fibra extrema a tracción a centroide de la barra de refuerzo	dc	54,75 mm
Altura efectiva	d	0,065 m
Modulo de rotura del concreto	fr	2,84 MPa
Inercia bruta de la sección, en mm4	Ig	1,44E+08
Distancia desde eje neutro a fibra extrema en tracción	Yt	60,00 mm
Momento maximo actuante (Extraido de SAP-2000)	Mact	0,80 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	6,82 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	6,82 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	7,58

Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0,0045
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}	0,0213
Cuantia maxima	ρ_{max}	0,016
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0,0045
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	A_s	293,63 mm2
Area de la barra de acero seleccionada	A_b	71,00 mm2
Cantidad de barras de acero a instalar	C_a	6,00
Instalar barras N° 3 cada 0,16 m en sentido paralelo a la sección transversal		

Fuente: Autor

12.2 REFUERZO PERPENDICULAR AL EJE 22

Figura 25 – Diagrama de momentos sobre muro M22



Fuente: SAP2000.

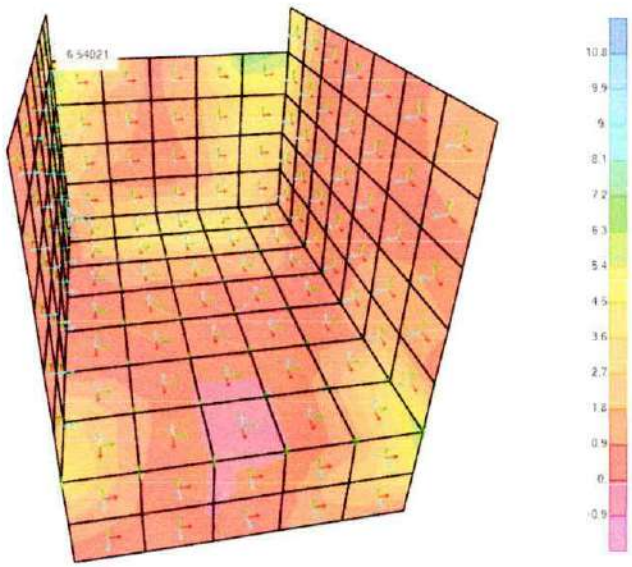
Tabla 24 – Momento positivo sobre muro M22

REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO SOBRE MUROS		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 MPa
Resistencia a la fluencia del Acero	Fy	420,00 MPa
Ancho de Muro	b	1,00 m
Espesor de Muro	h	0,12 m
Espesor de recubrimiento	e	0,050 m
Número Barra de refuerzo	N°	3
Diametro barra de refuerzo	Ø	3/8 Pulgadas 9,50 mm
Distancia desde fibra extrema a tracción a centroide de la barra de refuerzo	dc	54,75 mm
Altura efectiva	d	0,065 m
Modulo de rotura del concreto	f_r	2,84 MPa
Inercia bruta de la sección, en mm4	I_g	1,44E+08
Distancia desde eje neutro a fibra extrema en tracción	Y_t	60,00 mm
Momento maximo actuante (Extraido de SAP-2000)	Mact	1,04 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	6,82 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	6,82 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	7,58
Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0,0045
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}	0,0213
Cuantia maxima	ρ_{max}	0,016
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0,0045
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	As	293,63 mm2
Area de la barra de acero seleccionada	Ab	71,00 mm2
Cantidad de barras de acero a instalar	Ca	6,00
Instalar barras N° 3 cada 0,16 m en sentido perpendicular a la sección transversal		

Fuente: Autor

12.3 CHEQUEO POR CORTANTE

Figura 26 – Diagrama de cortante sobre muro V13



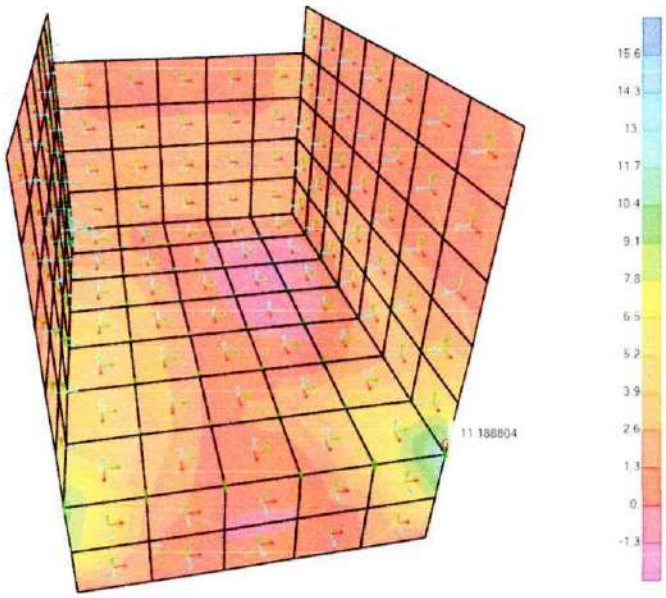
Fuente: SAP2000

Tabla 25 – Cortante sobre muro V13

REVISIÓN A CORTANTE V13		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 MPa
Ancho de Muro	b	1.000,00 mm
Espesor de Muro	h	120,00 mm
Espesor de recubrimiento	e	50,00 mm
Número Barra de refuerzo	N°	3
Diametro barra de refuerzo	Ø	3/8 Pulgadas
		9,50 mm
Distancia desde fibra extrema a tracción a centroide de la barra de refuerzo	dc	54,75 mm
Altura efectiva	d	65,25 mm
Factor de modificación en función de los pesos del concreto	λ	1,00
Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto	Vc	50,83 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**	**38,12 KN**
Esfuerzo maximo de corte en muro (Tomado de SAP-2000)	σ_{max}	6,54 KN/m2
Area tributaria sobre la cual actua el esfuerzo de corte	At	0,12 m
Fuerza cortante sobre la sección de concreto	**Vu**	**0,78 KN**
OK Cumple diseño por cortante		

Fuente: Autor

Figura 27 – Diagrama de cortante sobre muro V23



Fuente: SAP2000

Tabla 26 – Cortante sobre muro V23

REVISIÓN A CORTANTE V23		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	21,00 MPa
Ancho de Muro	b	1.000,00 mm
Espesor de Muro	h	120,00 mm
Espesor de recubrimiento	e	50,00 mm
Número Barra de refuerzo	N°	3
Diametro barra de refuerzo	Ø	3/8 Pulgadas
		9,50 mm
Distancia desde fibra extrema a tracción a centroide de la barra de refuerzo	dc	54,75 mm
Altura efectiva	d	65,25 mm
Factor de modificación en función de los pesos del concreto	λ	1,00
Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto	Vc	50,83 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**	**38,12 KN**
Esfuerzo maximo de corte en muro (Tomado de SAP-2000)	σ_{max}	11,18 KN/m2
Area tributaria sobre la cual actua el esfuerzo de corte	At	0,12 m
Fuerza cortante sobre la sección de concreto	**Vu**	**1,34 KN**
OK Cumple diseño por cortante		

Fuente: Autor

13 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=21 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 del disipador de energía debe tener las siguientes dimensiones:

    - Losa Fondo 0,12 m
    - Muros Laterales 0,12 m

- Según el diseño estructural presentado en el análisis anterior se requiere instalar parrilla sencilla de barras número 3 separadas cada 16 cm en los dos sentidos para el correcto funcionamiento y durabilidad de la estructura.

- 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 del disipador de energía 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.

- Para la construcción del disipador de energía se debe garantizar la conformación de juntas de separación o dilación, la cual tiene por objetivo generar la longitud necesaria para que los materiales constitutivos se dilaten y se contraigan libremente para absorber los esfuerzos generados por retracción y fraguado o por los cambios de temperatura.

- Para continuar con el armado del acero de refuerzo antes del vaciado del concreto de los muros, se debe verificar que el refuerzo de las paredes se encuentre en el sitio especificado en el diseño.

- Se recomienda seguir la distribución de aceros planteada en los planos anexos al presente documento a fin de garantizar la estabilidad de la obra propuesta.

- 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°.

14 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. Comisión Asesora Permanente Para El Régimen De Construcciones Sismo Resistentes. Bogotá. D.C 2010.
- NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES – LRFD – CCP 14. Ministerio De Transporte, Instituto Nacional De Vías. Asociación colombiana De Ingeniería Sísmica. AIS – INVIAS. 2014.
- AASHTO [American Association of State Highway and Transportation Officials] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2012-2014) Washington D.C.
- Norma y Especificaciones Técnicas de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá-ESP (EAAB-ESP).
- Ingeniería Civil Tips. (2011, 12 de mayo). Presión lateral de tierra [Entrada de blog]. Ingeniería Civil Tips. https://ingenieriaciviltips.blogspot.com/2011/05/presion-lateral-de-tierra.html
- American Concrete Institute [ACI]. (2001). Code requirements for environmental engineering concrete structures and commentary (ACI 350-01). American Concrete Institute

El presente documento se expide el día 28 de abril del año 2026.

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P. No. 68202-198968 STD

Tame, 28 de abril de 2026

Señores:
MUNICIPIO DE TAME

Asunto: MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA, identificado con cédula de ciudadanía No. 1.098.653.119 de Bucaramanga – Santander, en mi condición de Ingeniero civil – Especialista en estructuras portador de la matrícula profesional No. 68202-198968 STD, declaro que he realizado el diseño estructural del disipador de energía para el proyecto: **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"** a construirse en el Municipio de Tame, Departamento de Arauca, así mismo declaro que asumo la responsabilidad del perjuicio que por causa de él pueda deducirse y hago constar que el presente documento cumple con los requisitos técnicos vigentes, establecidos en las Normas Técnicas Colombianas cuyos resultados se encuentran consignados en el estudio, que anexo debidamente firmado.

Asimismo, aclaro que este documento no puede ser modificado sin mi autorización una vez sea viabilizado el proyecto.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi Tarjeta Profesional y certificado de vigencia y antecedentes profesionales.

Jorge A. Molina Mojica.

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P. No. 68202-198968 STD

Tame, 28 de abril de 2026

Señores:
MUNICIPIO DE TAME

Asunto: CARTA DE CESIÓN DE DERECHOS

Yo, JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA, identificado con cédula de ciudadanía No. 1.098.653.119 de Bucaramanga – Santander, en mi condición de Ingeniero civil – Especialista en estructuras portador de la matrícula profesional No. 68202-198968 STD, declaro que he realizado el diseño estructural del disipador de energía para el proyecto: **"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"** a construirse en el Municipio de Tame, Departamento de Arauca, Por lo anterior, manifiesto ceder plenamente los derechos a la Alcaldía del Municipio de Tame.

La duración de los derechos cedidos será por término indefinido a partir de la fecha de la firma de la presente carta de cesión de derechos.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi Tarjeta Profesional y certificado de vigencia y antecedentes profesionales.

Se expide a solicitud del interesado, a los veintiocho (28) días del mes de abril del 2026.

JORGE A. MOLINA MOJICA.

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P. No. 68202-198968 STD







"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"

República de Colombia

LA UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS

Autorizada por el Ministerio de Educación Nacional
Teniendo en cuenta que

Jorge Alberto Mojica Mojica

C.C. N°. 1.098.653.119 de Bucaramanga

Aprobó los estudios programados y cumplió con las exigencias legales y reglamentarias le confiere el Título de

Especialista en Estructuras

En constancia se firma y sella en Tunja
a los 23 días del mes de Junio de 2017

El Director General

El Rector Seccional

El Decano de Facultad

El Secretario Seccional

Registro Interno No. 357.305.23-06-2017

Libro 17 Folio 8

"MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2026-4434163

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 1098653119, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 68202-198968 desde el 20 de Enero de 2011, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 53.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

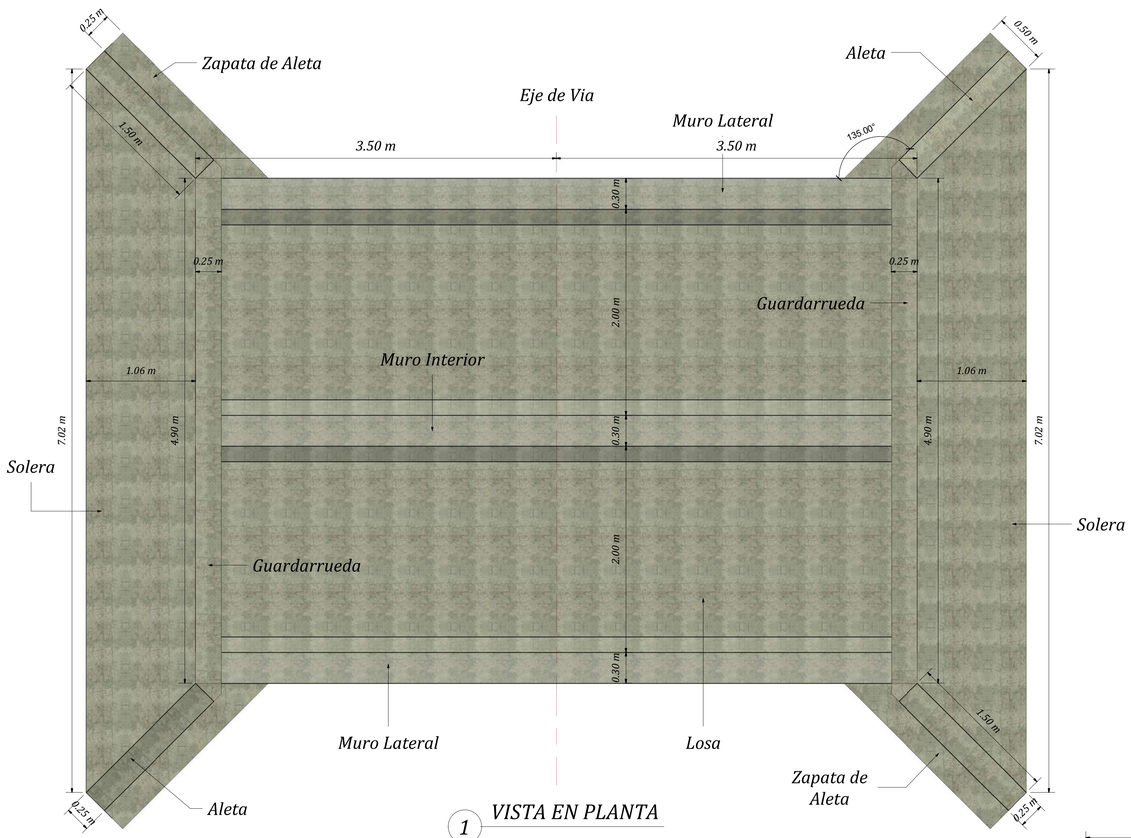
4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los veintiocho (28) días del mes de Abril del año dos mil veintiseis (2026).

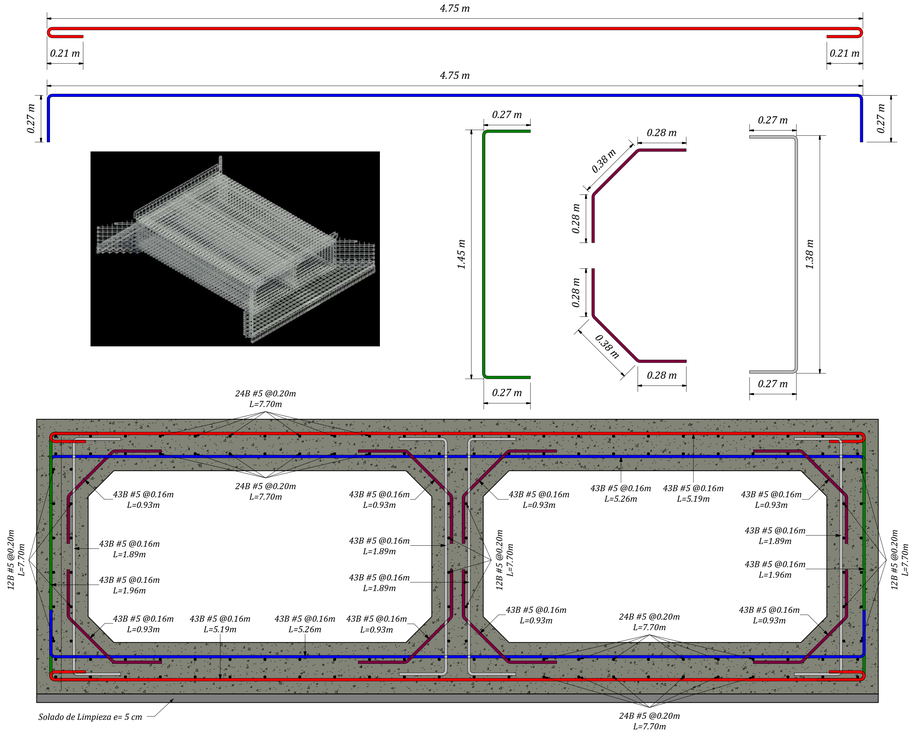
Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firma del titular (*)

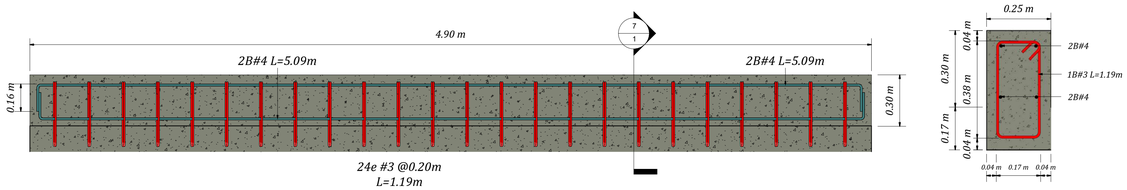
(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.



1 *VISTA EN PLANTA*

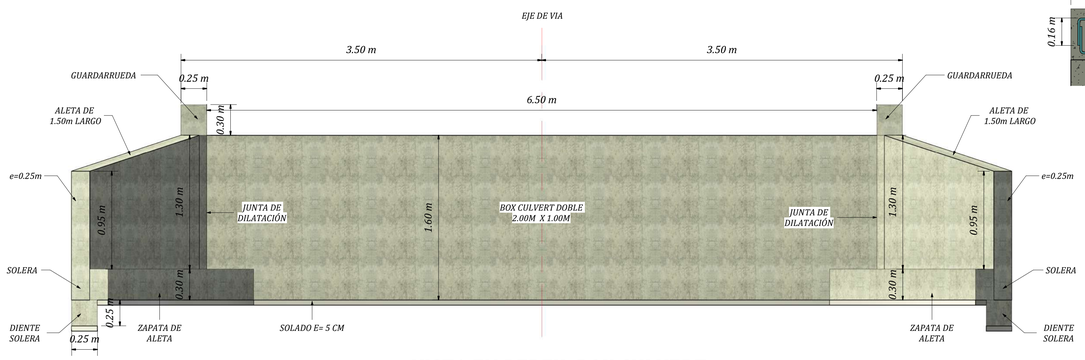


8 *DISTRIBUCIÓN ACEROS EN CAJÓN BOX CULVERT*
1 : 15

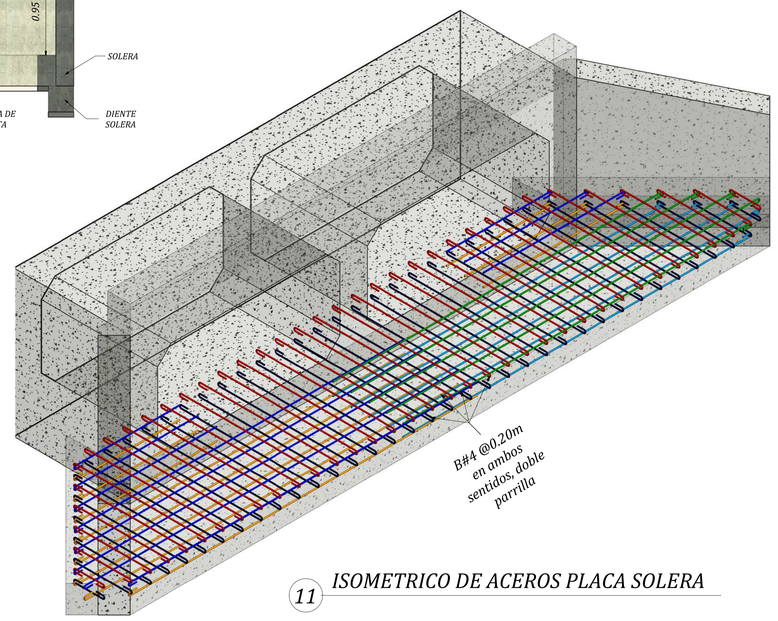


6 *DESPIECE GUARDARRUEDA*
1 : 15

7 *CORTE GUARDARRUEDA*
1 : 10
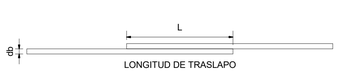


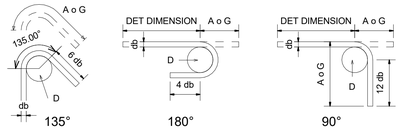
9 *VISTA EN PERFIL BOX CULVERT*
1 : 25



11 *ISOMETRICO DE ACEROS PLACA SOLERA*

NOTA: ROTAR LOS ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO A LO LARGO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE FORMA QUE EL GANCHO SE VAYA ATERNANDO .





ANCLAJE Y DESARROLLO DE REFUERZO

TAMAÑO BARRA	DIAMETRO BARRA (mm)	Ld (mm)	LONGITUD DE TRASLAPO (mm)	
			CLASE A	CLASE B
#2	6.4	242	314	242
#3	9.5	359	467	359
#4	12.7	480	624	480
#5	15.9	601	781	601
#6	19.1	722	938	722
#7	22.2	1037	1347	1037
#8	25.4	1186	1542	1186

GANCHOS EXTREMOS RECOMENDADOS PARA VARILLAS LONGITUDINALES

TODOS LOS GRADOS							
TAMAÑO BARRA	DIAMETRO DE DOBLEZ TERMINAL D (cm)	GANCHO 180°		GANCHO 135°		GANCHO 90°	
		4 db (cm)	A o G (cm)	6 db (cm)	A o G (cm)	12 db (cm)	A o G (cm)
#3	5.72	3.81	13	5.72	12	11.43	16
#4	7.62	5.08	17	7.62	16	15.24	21
#5	9.53	6.35	21	9.53	20	19.05	27
#6	11.43	7.62	25	11.43	25	22.86	32
#7	13.34	8.89	29	13.34	29	26.67	37
#8	15.24	10.16	34	15.24	33	30.48	42

NOTAS Y RECOMENDACIONES PARA TENER EN CUENTA

1. *LAS DIMENSIONES MOSTRADAS ESTAN DADAS EN METROS*
2. *EL RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO INTERNO Y EXTERNO DEBE SER DE 0,075 M.*
3. *EL DISEÑO TIPO ESTA BASADO EN LA NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES LRFD CCP-14.*
4. *RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO F'C= 28MPA.*
5. *RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN CONCRETO SIMPLE PARA SOLADOS F'C= 17.5MPA*
6. *ESFUERZO A LA FLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO FY= 420MPA*
7. *PARA EL RELLENO SE DEBE CONSIDERAR UN MATERIAL GRANULAR FILTRANTE DE CONFORMIDAD CON LAS ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN ARTICULO 610.2.4.*
8. *SE RECOMIENDA USAR GEOTEXTIL TEJIDO T-2100 ANTES DE REALIZAR LA DISPOSICIÓN DEL MATERIAL DE RELLENO.*
9. *EN CASO DE PRESENTARSE UNA DIFERENCIA EN LOS PARAMETROS GEOTECNICOS Y SISMICOS. LA ESTRUCTURA REQUIERE DE UN NUEVO DISEÑO.*
10. *SE DEBE HACER UN MANTENIMIENTO RUTINARIO EN LA CUAL SE ELIMINE MATERIAL SEDIMENTARIO DEL FONDO DE LOS BOX CULVERT, PARA ASI EVITAR POSIBLES OBSTRUCCIONES.*
11. *NO SE PERMITEN SOLDADURAS EN EL ACERO DE REFUERZO.*
12. *SE DEBE GARANTIZAR COMO MINIMO LA LONGITUD DE TRASLAPO INDICADA EN CADA DETALLE.*

METODO DE DISEÑO

1. *LAS DISPOSICIONES DE DISEÑO PARA LOS MUROS, SIGUIERON EL METODO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA-LRFD.*

MUNICIPIO DE TAME
DEPARTAMENTO DE ARAUCA

PROYECTO:

MEJORAMIENTO DE VIAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA

CONTIENE:

VISTA EN PLANTA Y PERFIL BOX DOBLE 2.0MX1.0M, RENDERS, ISOMETRICO, DESPIECES DE ACEROS, ESPECIFICACIONES TECNICAS Y NOTAS

DISEÑO:

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P 68202-198968 STD

REVISÓ:

JENNY MILENA UPEGUI SICULABA
Secretaría de Infraestructura y Desarollo Urbano

Vo. Bo:

JENNY MILENA UPEGUI SICULABA
Secretaría de Infraestructura y Desarollo Urbano

OBSERVACIONES:

DIBUJÓ:

JAVIER R. SALAZAR ACEROS
Ingeniero Civil
T.P 151037-0540521 STD

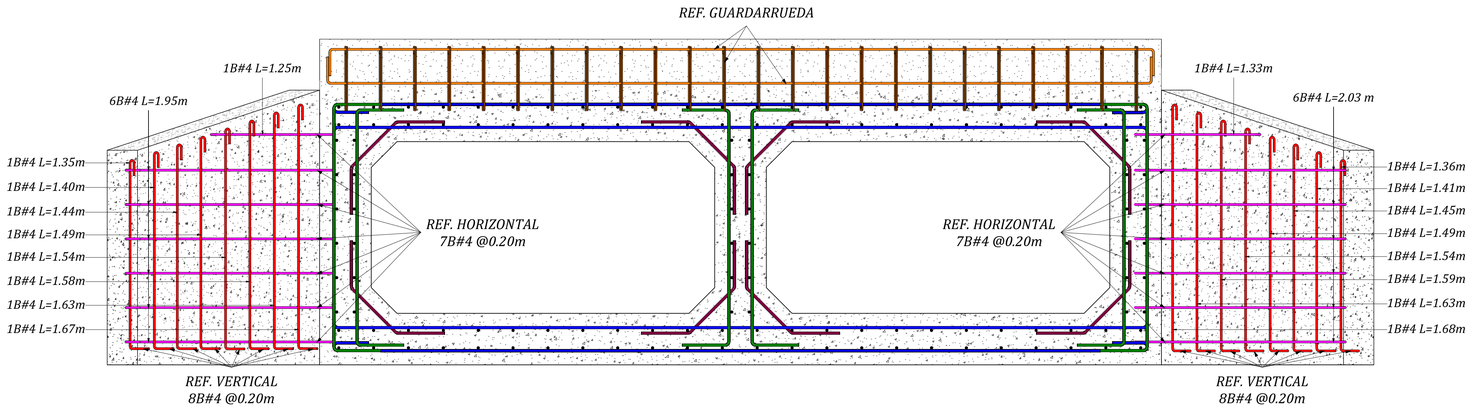
UBICACIÓN:

VIA SOBRE CAÑO GUALABAO DEL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA

FECHA:
ENERO 2026

PLANO N°:
1 / 2

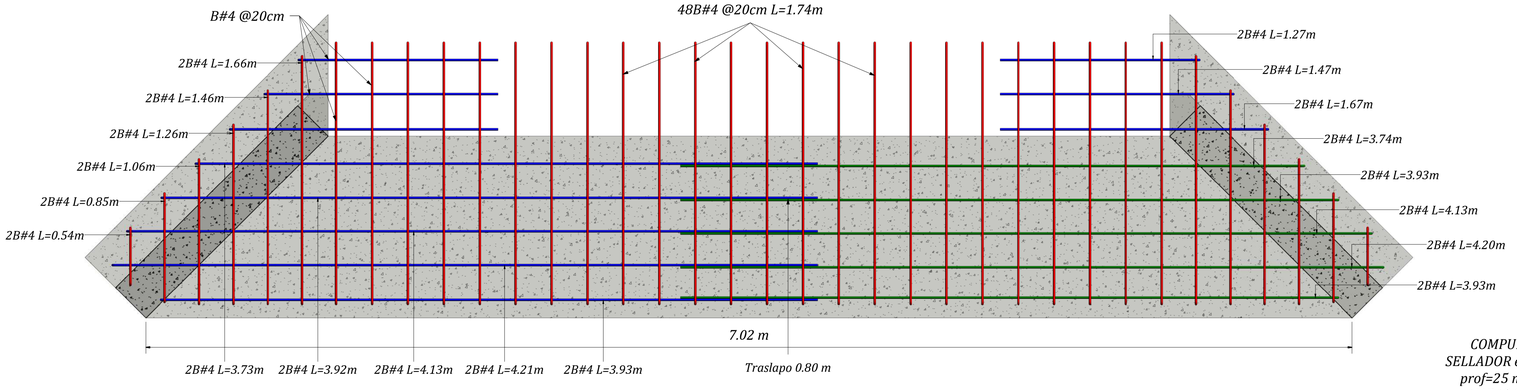
ESCALA:
INDICADAS



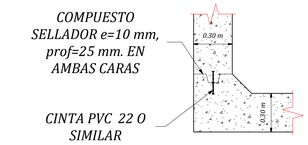
1 ACEROS VISTA FRONTAL, ALETAS Y BOX CULVERT

ACERO DE REFUERZO TOTAL 60.000 PSI							
DESCRIPCIÓN	N° CAPAS	CANTIDAD DE BARRAS	LARGO (M)	N° BARRA	PESO (KG/M)	CANTIDAD DE ELEMENTOS	TOTAL (KG)
Acero longitudinal para guardaruedas		4	5.09	4	0.994	2	40.5
Acero transversal para guardaruedas		24	1.19	3	0.560	2	31.99
Acero longitudinal para aletas		1	24.25	4	0.994	4	96.4
Acero transversal para aletas		1	26.46	4	0.994	4	105.2
Acero longitudinal para diente de solera		2	16.31	4	0.994	2	64.9
Acero transversal para diente de solera		36	1.11	3	0.560	2	44.8
Acero longitudinal para solera	2		55.42	4	0.994	2	220.4
Acero transversal para solera	2		48.67	4	0.994	2	193.5
Acero longitudinal para losa superior		48	7.70	5	1.552	1	573.6
Acero longitudinal para losa inferior		48	7.70	5	1.552	1	573.6
Acero longitudinal para muros laterales		12	7.70	5	1.552	2	286.8
Acero longitudinal para muro interior		12	7.70	5	1.552	1	143.4
Acero transversal para losa superior cara superior		43	5.19	5	1.552	1	346.4
Acero transversal para losa superior cara inferior		43	5.26	5	1.552	1	351.0
Acero transversal para losa inferior cara inferior		43	5.26	5	1.552	1	351.0
Acero transversal para losa inferior cara superior		43	5.19	5	1.552	1	346.4
Acero transversal para muros laterales cara externa		43	1.96	5	1.552	2	261.6
Acero transversal para muros laterales cara interna		43	1.89	5	1.552	2	252.3
Acero de refuerzo para muro interior		43	1.89	5	1.552	2	252.3
Acero de refuerzo para cartelas		43	0.93	5	1.552	8	496.5
TOTAL (KG)							5032.44

CONCRETO 4000 PSI BOX CULVERT 2,0 M X 1,0 M DOBLE						
DESCRIPCION	ALTO (M)	LARGO (M)	ANCHO (M)	AREA (M2)	CANTIDAD DE ELEMENTOS	TOTAL (M3)
Volumen de concreto para guardaruedas	0.30	4.90	0.25		2.00	0.74
Volumen de concreto para placa superior	0.30	7.00	4.90		1.00	10.29
Volumen de concreto para placa inferior	0.30	7.00	4.90		1.00	10.29
Volumen de concreto para muros laterales	1.00	7.00	0.30		2.00	4.20
Volumen de concreto para muro interior	1.00	7.00	0.30		1.00	2.10
Volumen de concreto para solera	0.30			7.28	2.00	4.37
Volumen de concreto para diente solera	0.25	7.02	0.25		2.00	0.88
Volumen de concreto para muro aleta			0.25	2.31	4.00	2.31
Volumen de concreto para cartelas	0.15	7.00	0.15		4.00	0.63
TOTAL (M3)						35.81
SOLADO 2500 PSI BOX CULVERT 2,0 M X 1,0 M DOBLE						
Solado de limpieza para aislamiento suelo	0.05			50.54		2.53



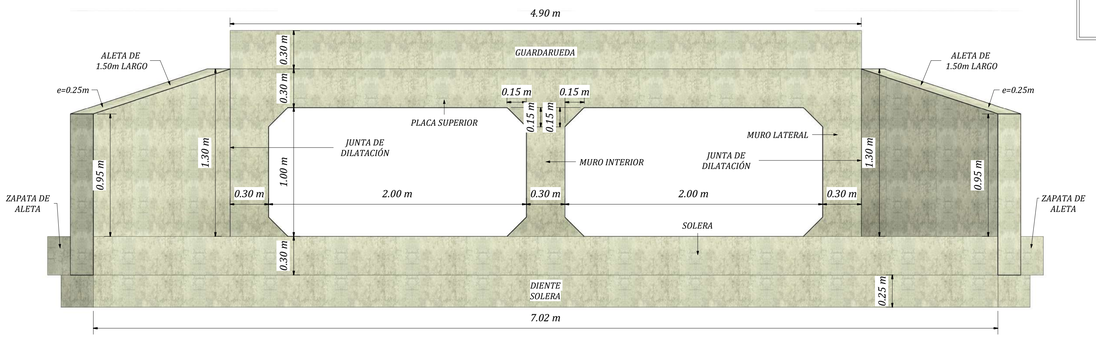
5 DETALLE DISTRIBUCIÓN ACEROS EN PLACA SOLERA



6 DET. JUNTA DE CONSTRUCCION

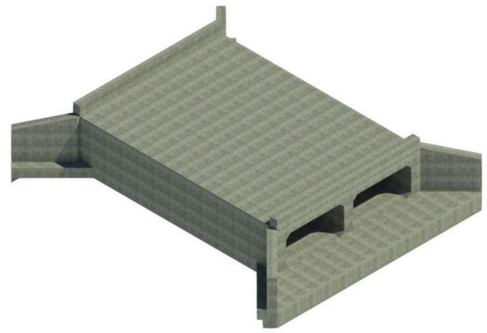
1 : 20

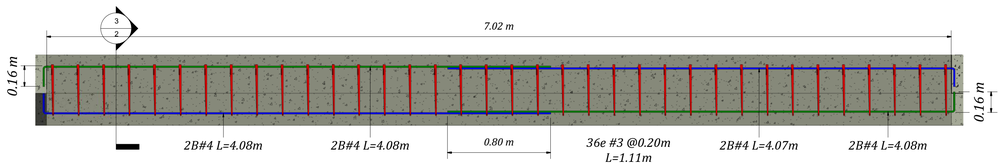
NOTA: ROTAR LOS ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO A LO LARGO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE FORMA QUE EL GANCHO SE VAYA ATERNANDO .



4 ISOMETRICO DEL BOX CULVERT

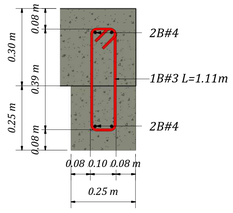
1 : 20
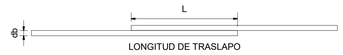




2 DES. DIENTE SOLERA

1 : 20

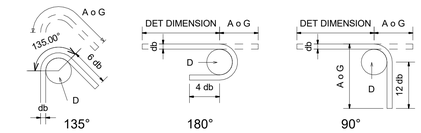


3 C. DIENTE SOLERA

1 : 10



ANCLAJE Y DESARROLLO DE REFUERZO				
TAMAÑO BARRA	DIAMETRO BARRA (mm)	Ld (mm)	LONGITUD DE TRASLAPO (mm)	
			CLASE A	CLASE B
#2	6.4	242	314	242
#3	9.5	359	467	359
#4	12.7	480	624	480
#5	15.9	601	781	601
#6	19.1	722	938	722
#7	22.2	1037	1347	1037
#8	25.4	1186	1542	1186



GANCHOS EXTREMOS RECOMENDADOS PARA VARILLAS LONGITUDINALES							
TODOS LOS GRADOS							
TAMAÑO BARRA	DIAMETRO DE DOBLEZ TERMINAL D (cm)	GANCHO 180°		GANCHO 135°		GANCHO 90°	
		4 db (cm)	A o G (cm)	6 db (cm)	A o G (cm)	12 db (cm)	A o G (cm)
#3	5.72	3.81	13	5.72	12	11.43	16
#4	7.62	5.08	17	7.62	16	15.24	21
#5	9.53	6.35	21	9.53	20	19.05	27
#6	11.43	7.62	25	11.43	25	22.86	32
#7	13.34	8.89	29	13.34	29	26.67	37
#8	15.24	10.16	34	15.24	33	30.48	42

NOTAS Y RECOMENDACIONES PARA TENER EN CUENTA

1. *LAS DIMENSIONES MOSTRADAS ESTAN DADAS EN METROS*
2. *EL RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO INTERNO Y EXTERNO DEBE SER DE 0,075 M.*
3. *EL DISEÑO TIPO ESTA BASADO EN LA NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES LRFD CCP-14.*
4. *RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO F'C= 28MPA.*
5. *RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN CONCRETO SIMPLE PARA SOLADOS F'C= 17.5MPA*
6. *ESFUERZO A LA FLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO FY= 420MPA*
7. *PARA EL RELLENO SE DEBE CONSIDERAR UN MATERIAL GRANULAR FILTRANTE DE CONFORMIDAD CON LAS ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN ARTICULO 610.2.4.*
8. *SE RECOMIENDA USAR GEOTEXTIL TEJIDO T-2100 ANTES DE REALIZAR LA DISPOSICIÓN DEL MATERIAL DE RELLENO.*
9. *EN CASO DE PRESENTARSE UNA DIFERENCIA EN LOS PARAMETROS GEOTECNICOS Y SISMICOS. LA ESTRUCTURA REQUIERE DE UN NUEVO DISEÑO.*
10. *SE DEBE HACER UN MANTENIMIENTO RUTINARIO EN LA CUAL SE ELIMINE MATERIAL SEDIMENTARIO DEL FONDO DE LOS BOX CULVERT, PARA ASI EVITAR POSIBLES OBSTRUCCIONES.*
11. *NO SE PERMITEN SOLDADURAS EN EL ACERO DE REFUERZO.*
12. *SE DEBE GARANTIZAR COMO MINIMO LA LONGITUD DE TRASLAPO INDICADA EN CADA DETALLE.*

METODO DE DISEÑO

1. *LAS DISPOSICIONES DE DISEÑO PARA LOS MUROS, SIGUIERON EL METODO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA-LRFD.*

MUNICIPIO DE TAME
DEPARTAMENTO DE ARAUCA

PROYECTO:

MEJORAMIENTO DE VIAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA

CONTIENE:

DESPIECES DE ACEROS BOX DOBLE 2.0MX1.0M, ESPECIFICACIONES TECNICAS, NOTAS Y CANTIDADES DE OBRA

DISEÑO:

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P 68202-198968 STD

REVISÓ:

JENNY MILENA UPEGUI SICULABA
Secretaría de Infraestructura y Desarollo Urbano

Vo. Bo:

JENNY MILENA UPEGUI SICULABA
Secretaría de Infraestructura y Desarollo Urbano

OBSERVACIONES:

DIBUJÓ:

JAVIER R. SALAZAR ACEROS
Ingeniero Civil
T.P 151037-0540521 STD

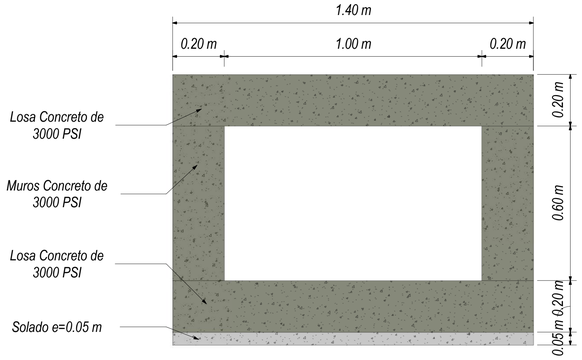
UBICACIÓN:

VIA SOBRE CAÑO GUALABAO DEL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA

FECHA: ENERO 2026

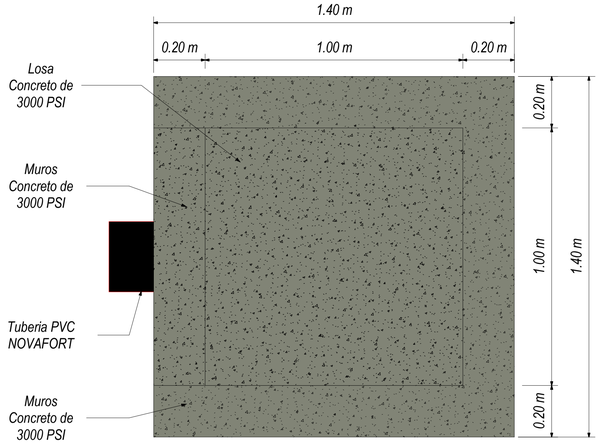
PLANO N°: 2 / 2

ESCALA: INDICADAS



C. LONGITUDINAL SUMIDERO VENTANA

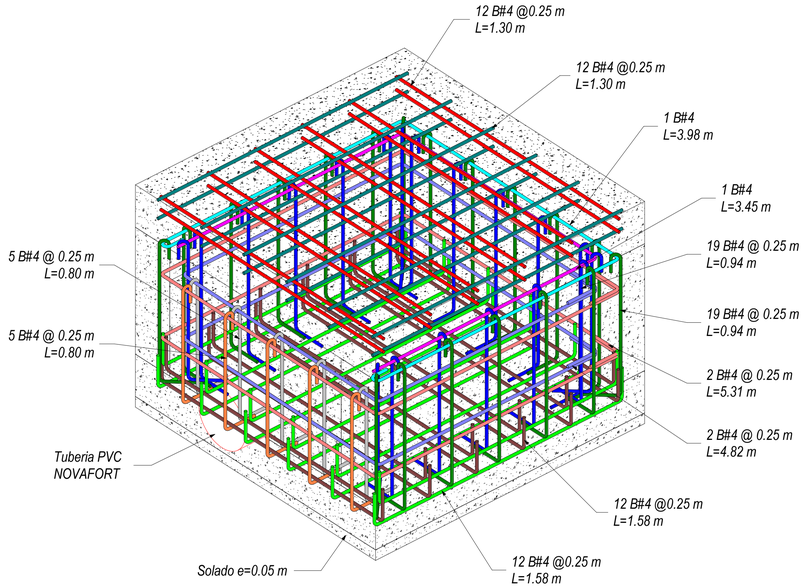
1 : 10



VISTA PLANTA SUMIDERO VENTANA

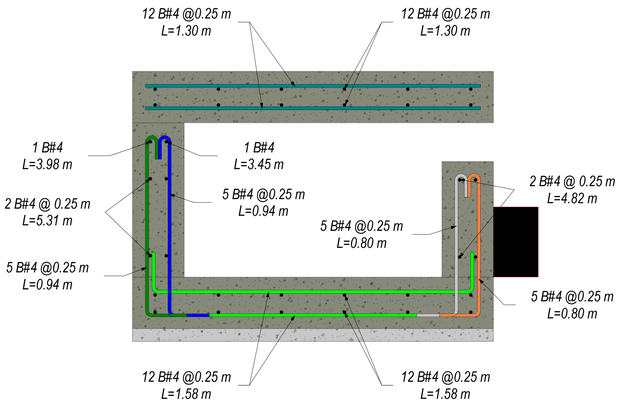
6

1 : 10



3D D. ACEROS SUMIDERO VENTANA

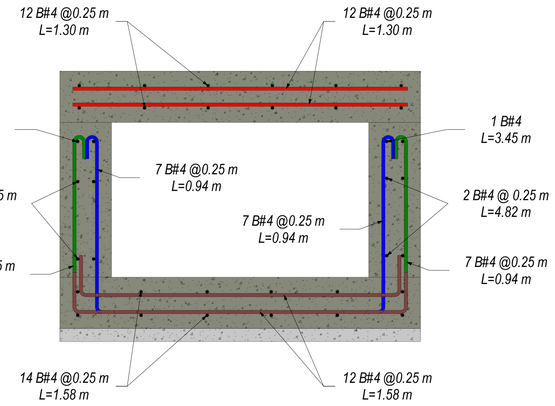
4



C. TRANSVERSAL SUMIDERO VENTANA ACEROS

5

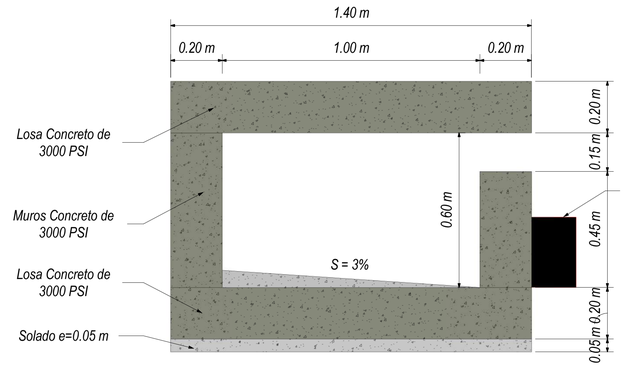
1 : 10



C. LONGITUDINAL SUMIDERO VENTANA ACEROS

7

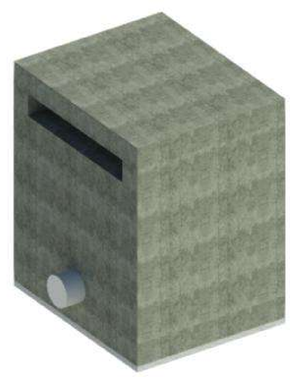
1 : 10

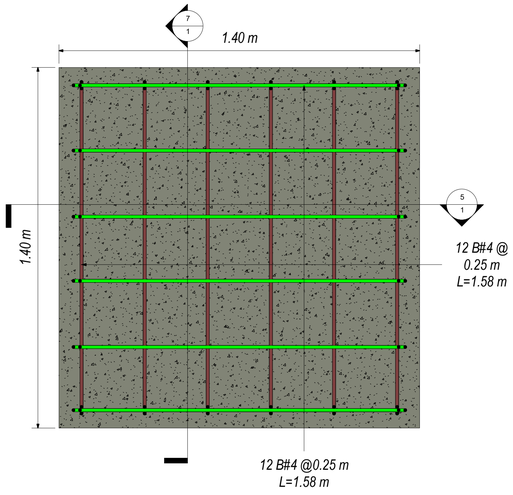


C. TRANSVERSAL SUMIDERO VENTANA

3

1 : 10

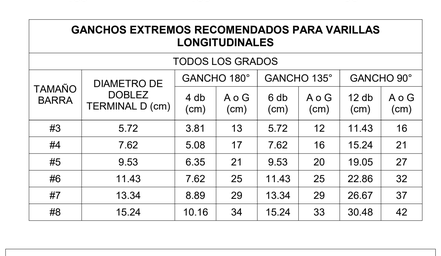




D. LOSA INFERIOR SUMIDERO VENTANA

2

1 : 10



135° 180° 90°

GANCHOS EXTREMOS RECOMENDADOS PARA VARILLAS LONGITUDINALES

TODOS LOS GRADOS

TAMAÑO BARRA	DIAMETRO DE DOBLEZ TERMINAL D (cm)	GANCHO 180°		GANCHO 135°		GANCHO 90°	
		4 db (cm)	A o G (cm)	6 db (cm)	A o G (cm)	12 db (cm)	A o G (cm)
#3	5.72	3.81	13	5.72	12	11.43	16
#4	7.62	5.08	17	7.62	16	15.24	21
#5	9.53	6.35	21	9.53	20	19.05	27
#6	11.43	7.62	25	11.43	25	22.86	32
#7	13.34	8.89	29	13.34	29	26.67	37
#8	15.24	10.16	34	15.24	33	30.48	42

ACERO DE REFUERZO TOTAL 60.000 PSI SUMIDERO VENTANA

DESCRIPCION	CANTIDAD DE BARRAS	LARGO (M)	N° BARRA	PESO (KG/M)	CANTIDAD DE ELEMENTOS	TOTAL (KG)
Acero longitudinal para losa inferior	12	1,58	4	0,994	1	18,85
Acero longitudinal para muros laterales	19	0,94	4	0,994	1	17,75
	19	0,94	4	0,994	1	17,75
	5	0,80	4	0,994	1	3,98
	5	0,80	4	0,994	1	3,98
Acero longitudinal para losa superior	12	1,30	4	0,994	1	15,51
Acero transversal para losa inferior	12	1,58	4	0,994	1	18,85
Acero transversal para muros laterales	2	5,31	4	0,994	1	10,56
	2	4,82	4	0,994	1	9,58
	1	7,43	4	0,994	1	7,39
Acero transversal para losa superior	12	1,30	4	0,994	1	15,51
TOTAL (KG)						**139,69**

CONCRETO 3000 PSI SUMIDERO VENTANA

DESCRIPCION	ALTO (M)	AREA (M2)	CANTIDAD DE ELEMENTOS	TOTAL (M3)
Volumen de concreto para placa inferior	0,20	1,96	1,00	0,39
Volumen de concreto para muros	0,60	0,76	1,00	0,46
	0,45	0,21	1,00	0,09
Volumen de concreto para placa superior	0,20	1,96	1,00	0,39
TOTAL (M3)				**1,33**
SOLADO 2000 PSI SUMIDERO VENTANA				
Solado de limpieza	0,05	1,96		**0,10**

NOTAS Y RECOMENDACIONES PARA TENER EN CUENTA

1. *LAS DIMENSIONES MOSTRADAS ESTAN DADAS EN METROS*
2. *EL RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO INTERNO Y EXTERNO DEBE SER DE 0,075 M*
3. *RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO PARA SUMIDEROS F'C= 21MPA*
4. *RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN CONCRETO SIMPLE PARA SOLADOS F'C= 14MPA*
5. *ESFUERZO A LA FLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO FY= 420MPA*
6. *PARA EL RELLENO SE DEBE CONSIDERAR UN MATERIAL GRANULAR FILTRANTE DE CONFORMIDAD CON LAS ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN ARTICULO 610.2.4 DEL INVIAS VERSIÓN 2022.*
7. *SE RECOMIENDA PARA LA UNION DE CONCRETO VIEJO CON NUEVO, SE DEBERA ESCARIFICAR LA SUPERFICIE EXISTENTE Y LIMPIAR Y/O LAVAR LA SUPERFICIE. APLICAR SIKADUR 32 O SIMILAR, CON EL FIN DE GARANTIZAR ADHERENCIA ENTRE CONCRETOS DE DIFERENTES EDADES.*
8. *EN CASO DE PRESENTARSE UNA DIFERENCIA EN LOS PARAMETROS GEOTECNICOS Y SISMICOS. LA ESTRUCTURA REQUIERE DE UN NUEVO DISEÑO.*
9. *SE DEBE HACER UN MANTENIMIENTO RUTINARIO EN LA CUAL SE ELIMINE MATERIAL SEDIMENTARIO DEL FONDO DEL SUMIDERO, PARA ASI EVITAR POSIBLES OBSTRUCCIONES.*
10. *NO SE PERMITEN SOLDADURAS EN EL ACERO DE REFUERZO.*
11. *SE DEBE GARANTIZAR COMO MINIMO LA LONGITUD DE TRASLAPO INDICADA EN CADA DETALLE.*
12. *LA TUBERIA DE SALIDA TENDRA UNA PENDIENTE MINIMA DE 2% Y SU ANGULO DE LA SALIDA, SE DETERMINARA EN EL TERRENO DE ACUERDO CON LA POSICION RELATIVA DEL SUMIDERO DE ENTREGA. REVISAR PLANOS HIDRAULICOS.*

MUNICIPIO DE TAME
DEPARTAMENTO DE ARAUCA

PROYECTO:

MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA

CONTIENE:

DETALLES DE SUMIDERO VENTANA, RENDER, DESPIECES, ISOMETRIAS, ESPECIFICACIONES, NOTAS Y TABLAS

DISEÑO:

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P 68202-198968 STD

REVISÓ:

JENNY MILENA UPEGUI SICULABA
Secretaría de Infraestructura y Desarrollo Urbano

Vo. Bo:

JENNY MILENA UPEGUI SICULABA
Secretaría de Infraestructura y Desarrollo Urbano

OBSERVACIONES:

DIBUJÓ:

JAVIER R. SALAZAR ACEROS
Ingeniero Civil
T.P 151037-0540521 STD

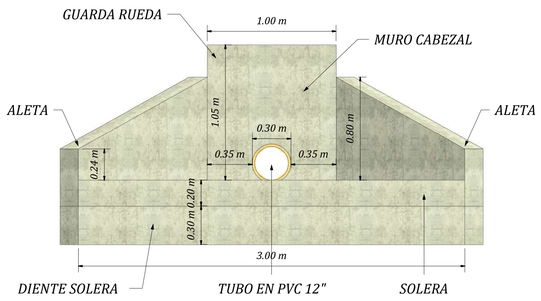
UBICACIÓN:

VIA SOBRE CAÑO GUALABAO DEL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA

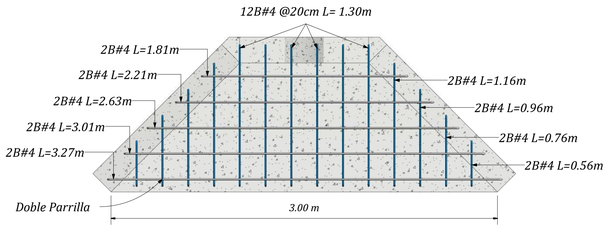
FECHA: ENERO 2026

PLANO N°: 1 / 1

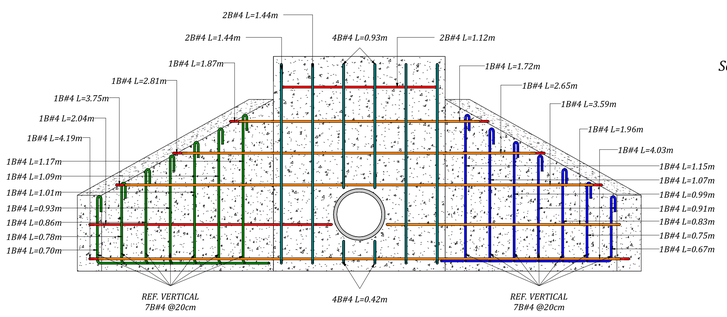
ESCALA: INDICADA



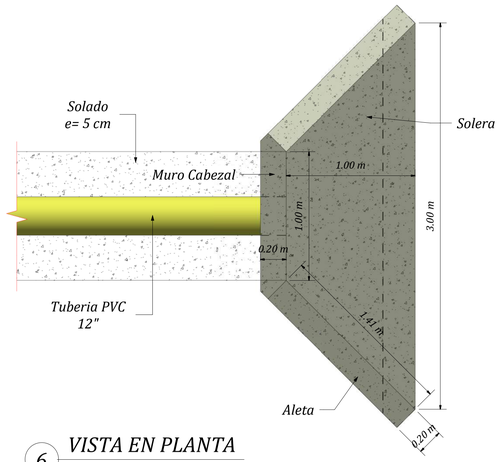
1 ISOMETRICO CABEZAL DE DESCARGA
1 : 20



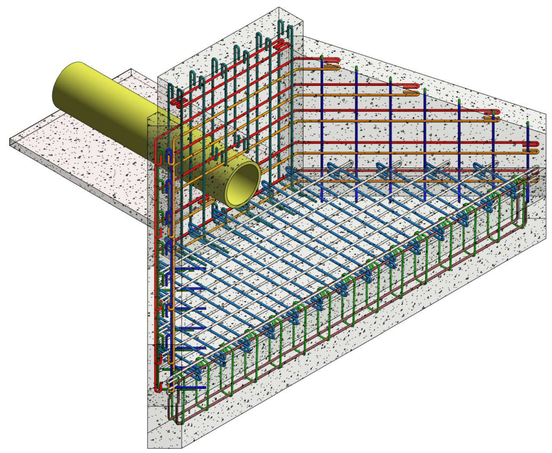
2 DETALLE DISTRIBUCIÓN ACEROS EN SOLERA



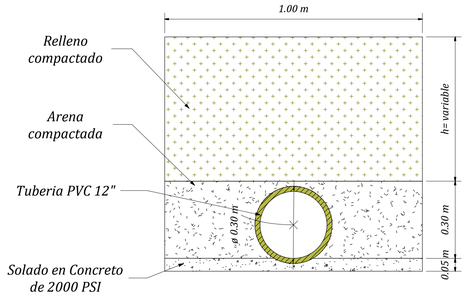
3 ACEROS VISTA FRONTAL EN ALETAS Y MURO CABEZAL
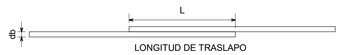


6 VISTA EN PLANTA
1 : 20



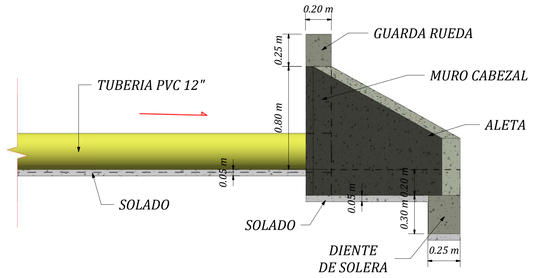
7 ISOMETRICO CABEZAL DE DESCARGA ACEROS



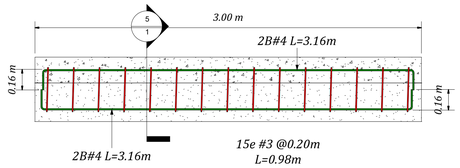
8 CORTE DE RELLENO TUBERÍA
1 : 10



ANCLAJE Y DESARROLLO DE REFUERZO				
TAMAÑO BARRA	DIAMETRO BARRA (mm)	Ld (mm)	LONGITUD DE TRASLAPO (mm)	
			CLASE B	CLASE A
#2	6.4	279	364	279
#3	9.5	415	539	415
#4	12.7	554	720	554
#5	15.9	694	902	694
#6	19.1	834	1084	834
#7	22.2	1197	1556	1197
#8	25.4	1369	1779	1369



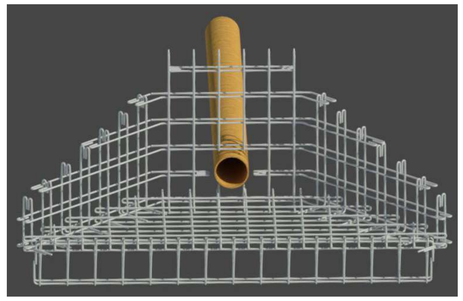
9 VISTA EN PERFIL
1 : 20



4 DESPIECE DIENTE DE SOLERA
1 : 20

NOTA: ROTAR LOS ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO A LO LARGO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE FORMA QUE EL GANCHO SE VAYA ATERNANDO .

CONCRETO 3000 PSI CABEZAL DE DESCARGA						
DESCRIPCION	ALTO (M)	ANCHO (M)	LARGO (M)	AREA (M2)	CANTIDAD DE ELEMENTOS	TOTAL (M3)
Volumen de Concreto para aletas		0.20		1.13	2	0.45
Volumen de Concreto para muro cabezal	1.15	0.20	1.00		1	0.23
Volumen de Concreto para diente de solera	0.30	0.25	3.00		1	0.22
Volumen de Concreto para solera	0.20			2.00	1	0.40
TOTAL (M3)						**1.31**
SOLADO 2000 PSI CABEZAL DE DESCARGA						
Solado de limpieza para zona cabezal de descarga	0.05			2.80	1	0.14
TOTAL (M3)						**0.14**
SOLADO 2000 PSI TUBERIA (X1M)						
Solado de limpieza paso tuberia	0.05			1.00	1	0.05
TOTAL (M3/M)						**0.05**

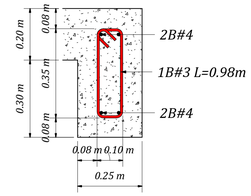


11 RENDER ACEROS
1 : 1

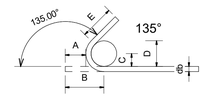


10 RENDER CONCRETO
1 : 1

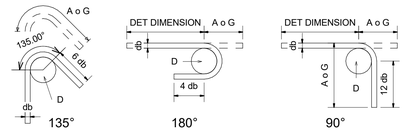
ACERO DE REFUERZO TOTAL 60.000 PSI						
DESCRIPCION	CANTIDAD DE BARRAS	LARGO (M)	N° BARRA	PESO (KG/M)	CANTIDAD DE ELEMENTOS	TOTAL (KG)
Acero longitudinal para aletas	1	12.91	4	0.994	2	25.67
Acero transversal para aletas	1	28.99	4	0.994	1	28.82
Acero longitudinal para muro cabezal	2	8.52	4	0.994	1	16.94
Acero transversal para muro cabezal	2	1.12	4	0.994	1	2.23
Acero longitudinal para solera	1	29.36	4	0.994	1	29.18
Acero transversal para solera	1	25.86	4	0.994	1	25.70
Acero longitudinal para diente de solera	2	6.32	4	0.994	1	12.56
Acero transversal para diente de solera	15	0.98	3	0.560	1	8.23
TOTAL (KG)						**149.33**



5 C. DIENTE SOLERA
1 : 10



LONGITUDES DE GANCHOS PARA ESTRIBOS DOBLEZ A 135°								
TAMAÑO BARRA	DIAMETRO BARRA (mm)	E (mm)	D (mm)	C (mm)	B (mm)	A (mm)	LONGITUD ADICIONAL DE BARRA (mm)	
							1 gancho	2 ganchos
#2	6.4	38	26	16	76	57	75	150
#3	9.5	57	38	24	114	86	100	200
#4	12.7	76	51	32	151	113	125	250
#5	15.9	95	64	40	189	141	150	300
#6	19.1	115	115	67	272	196	200	400
#7	22.2	133	133	78	317	228	225	450
#8	25.4	152	152	89	362	261	275	550



GANCHOS EXTREMOS RECOMENDADOS PARA VARILLAS LONGITUDINALES							
TODOS LOS GRADOS							
TAMAÑO BARRA	DIAMETRO DE DOBLEZ TERMINAL D (cm)	GANCHO 180°		GANCHO 135°		GANCHO 90°	
		4 db (cm)	A o G (cm)	6 db (cm)	A o G (cm)	12 db (cm)	A o G (cm)
#3	5.72	3.81	13	5.72	12	11.43	16
#4	7.62	5.08	17	7.62	16	15.24	21
#5	9.53	6.35	21	9.53	20	19.05	27
#6	11.43	7.62	25	11.43	25	22.86	32
#7	13.34	8.89	29	13.34	29	26.67	37
#8	15.24	10.16	34	15.24	33	30.48	42

NOTAS Y RECOMENDACIONES PARA TENER EN CUENTA

1. *LAS DIMENSIONES MOSTRADAS ESTAN DADAS EN METROS*
2. *EL RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO INTERNO Y EXTERNO DEBE SER DE 0,075 M*
3. *RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO PARA ESTRUCTURA F'C= 21MPA*
4. *RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN CONCRETO SIMPLE PARA SOLADOS F'C= 14MPA*
5. *ESFUERZO A LA FLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO FY= 420MPA*
6. *PARA EL RELLENO SE DEBE CONSIDERAR UN MATERIAL GRANULAR FILTRANTE DE CONFORMIDAD CON LAS ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN ARTICULO 610.2.4 DEL INVIAS VERSIÓN 2022.*
7. *SE RECOMIENDA PARA LA UNION DE CONCRETO VIEJO CON NUEVO, SE DEBERA ESCARIFICAR LA SUPERFICIE EXISTENTE Y LIMPIAR Y/O LAVAR LA SUPERFICIE. APLICAR SIKADUR 32 O SIMILAR, CON EL FIN DE GARANTIZAR ADHERENCIA ENTRE CONCRETOS DE DIFERENTES EDADES.*
8. *EN CASO DE PRESENTARSE UNA DIFERENCIA EN LOS PARAMETROS GEOTECNICOS Y SISMICOS. LA ESTRUCTURA REQUIERE DE UN NUEVO DISEÑO.*
9. *SE DEBE HACER UN MANTENIMIENTO RUTINARIO EN LA CUAL SE ELIMINE MATERIAL SEDIMENTARIO DEL FONDO DEL CABEZAL DE DESCARGA, PARA ASI EVITAR POSIBLES OBSTRUCCIONES.*
10. *NO SE PERMITEN SOLDADURAS EN EL ACERO DE REFUERZO.*
11. *SE DEBE GARANTIZAR COMO MINIMO LA LONGITUD DE TRASLAPO INDICADA EN CADA DETALLE.*
12. *LA TUBERIA DE LLEGADA DEBE SER LA MOSTRADA EN LOS PLANOS HIDRAULICOS.*

MUNICIPIO DE TAME
DEPARTAMENTO DE ARAUCA

PROYECTO:

MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA

CONTIENE:

DETALLES CABEZAL DE DESCARGA, CORTE TUBERIA, DETALLE DE ACEROS EN ALETAS, SOLERA, DIENTE SOLERA, 3D, NOTAS Y TABLAS

DISEÑO:

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P 68202-198968 STD

REVISÓ:

JENNY MILENA UPEGUI SICULABA
Secretaría de Infraestructura y Desarrollo Urbano

Vo. Bo:

JENNY MILENA UPEGUI SICULABA
Secretaría de Infraestructura y Desarrollo Urbano

OBSERVACIONES:

DIBUJÓ:

JAVIER R. SALAZAR ACEROS
Ingeniero Civil
T.P 151037-0540521 STD

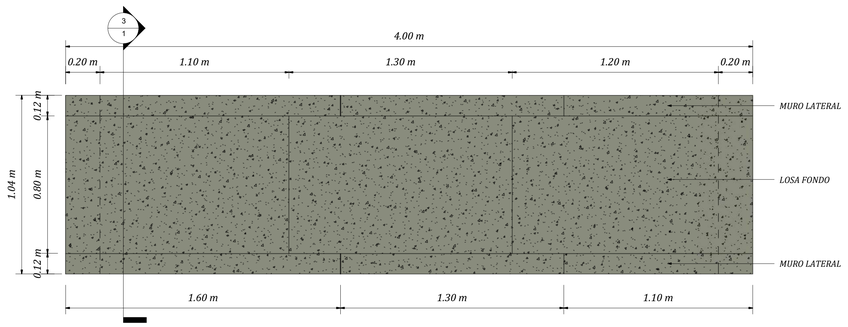
UBICACIÓN:

VIA SOBRE CAÑO GUALABAO DEL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA

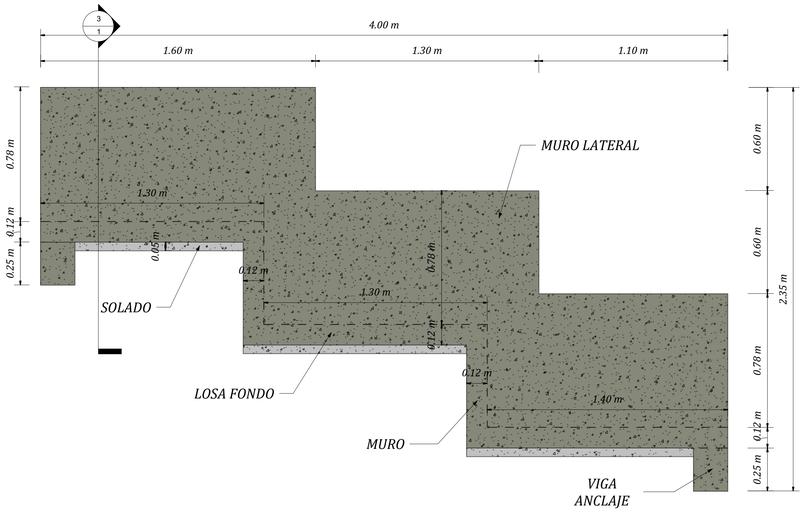
FECHA: ENERO 2026

PLANO N°: 1 / 1

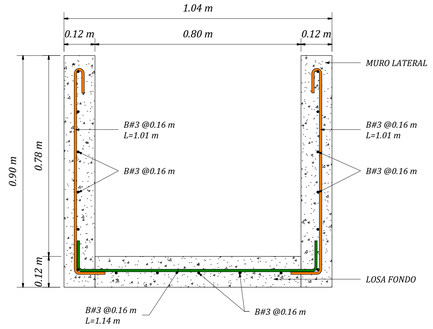
ESCALA: INDICADAS



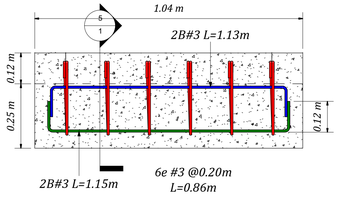
1 VISTA EN PLANTA
1 : 15



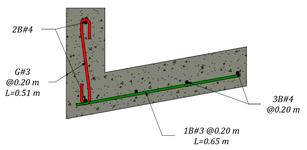
2 VISTA EN PERFIL
1 : 15



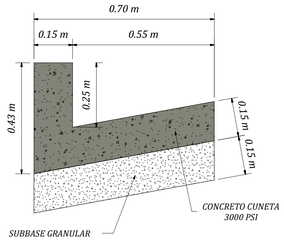
3 SECCION TRANSVERSAL DISIPADOR
1 : 10



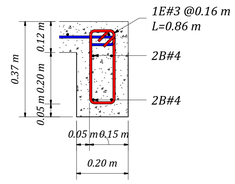
4 DESPIECE VIGA ENLACE
1 : 10



8 DESPIECE CUNETA
1 : 10
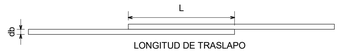


7 DETALLE CUNETA
1 : 10



5 C. VIGA ENLACE
1 : 10

NOTA: ROTAR LOS ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO A LO LARGO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE FORMA QUE EL GANCHO SE VAYA ATERNANDO .



ANCLAJE Y DESARROLLO DE REFUERZO

TAMAÑO BARRA	DIAMETRO BARRA (mm)	Ld (mm)	LONGITUD DE TRASLAPO (mm)	
			CLASE B	CLASE A
#2	6.4	279	364	279
#3	9.5	415	539	415
#4	12.7	554	720	554
#5	15.9	694	902	694
#6	19.1	834	1084	834
#7	22.2	1197	1556	1197
#8	25.4	1369	1779	1369

SARDINEL A-10

DESCRIPCION	TOTAL
CONCRETO X 1M (M3/M)	0.10
SUBBASE X 1M (M3/M)	0.04

ACERO DE REFUERZO TOTAL 60.000 PSI (X 1 M) SARDINEL A-10

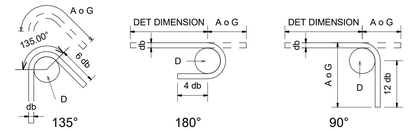
DESCRIPCION	LONGITUD	N° BARRA	CANTIDAD	PESO (KG/M)	TOTAL (KG)
TRANSVERSAL	1.16	3.00	7.00	0.56	4.55
LONGITUDINAL	1.05	4.00	4.00	0.99	4.17
TOTAL (KG)					8.72

CUNETA

DESCRIPCION	TOTAL
CONCRETO X 1M (M3/M)	0.146
SUBBASE X 1M (M3/M)	0.107

ACERO DE REFUERZO TOTAL 60.000 PSI (X 1 M) CUNETA

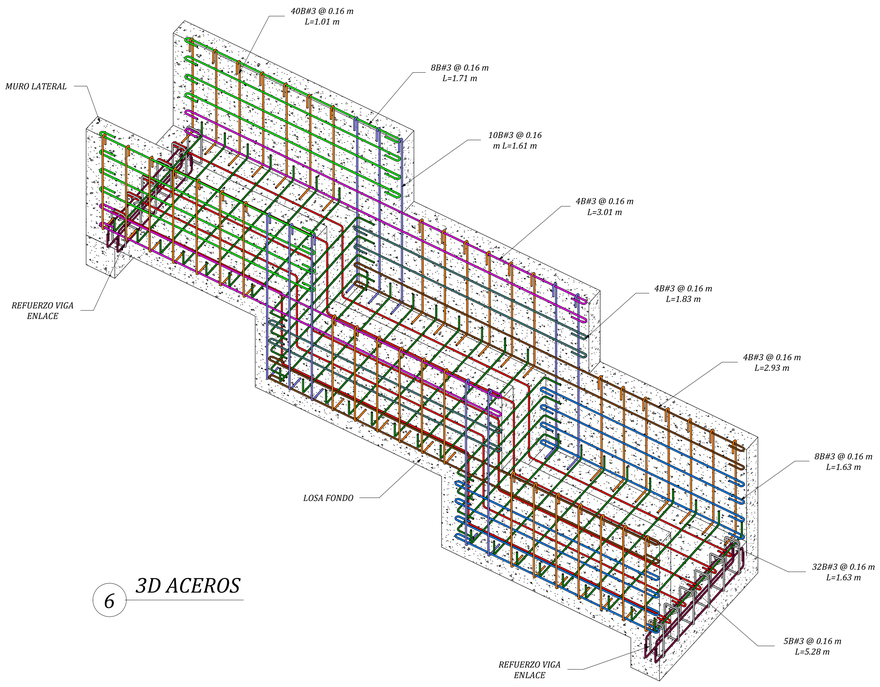
DESCRIPCION	LONGITUD	N° BARRA	CANTIDAD	PESO (KG/M)	TOTAL (KG)
LONGITUDINAL	1.16	3.00	5.00	0.56	3.25
TRANSVERSAL	1.05	4.00	5.00	0.99	5.22
TOTAL (KG)					8.47



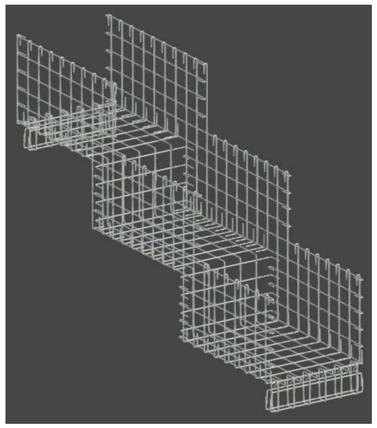
GANCHOS EXTREMOS RECOMENDADOS PARA VARILLAS LONGITUDINALES

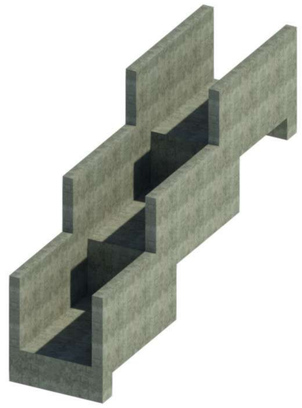
TODOS LOS GRADOS

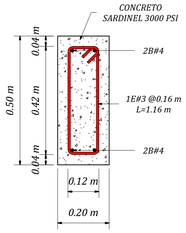
TAMAÑO BARRA	DIAMETRO DE DOBLEZ TERMINAL D (cm)	GANCHO 180°		GANCHO 135°		GANCHO 90°	
		4 db (cm)	A o G (cm)	6 db (cm)	A o G (cm)	12 db (cm)	A o G (cm)
#3	5.72	3.81	13	5.72	12	11.43	16
#4	7.62	5.08	17	7.62	16	15.24	21
#5	9.53	6.35	21	9.53	20	19.05	27
#6	11.43	7.62	25	11.43	25	22.86	32
#7	13.34	8.89	29	13.34	29	26.67	37
#8	15.24	10.16	34	15.24	33	30.48	42



6 3D ACEROS







9 DETALLE SARDINEL A-10
1 : 10

CONCRETO 3000 PSI DISIPADOR DE ENERGIA

DESCRIPCION	ALTO (M)	ANCHO (M)	LARGO (M)	AREA (M2)	CANTIDAD DE ELEMENTOS	TOTAL (M3)
Volumen de Concreto para muro lateral		0.12		4.11	2	0.99
Volumen de Concreto para viga enlace	0.25	0.20	1.04		2	0.10
Volumen de Concreto para losa fondo	0.12			2.00	1	0.50
TOTAL (M3)						1.59
SOLADO 2000 PSI DISIPADOR DE ENERGIA						
Solado de limpieza para disipador	0.05			3.74	1	0.19
TOTAL (M3)						0.19

ACERO DE REFUERZO TOTAL 60.000 PSI

DESCRIPCION	CANTIDAD DE BARRAS	LARGO (M)	N° BARRA	PESO (KG/M)	CANTIDAD DE ELEMENTOS	TOTAL (KG)
Acero longitudinal para muro lateral	1	28.25	3	0.560	2	31.64
Acero transversal para muro lateral	1	28.90	3	0.560	2	32.37
Acero longitudinal para losa fondo	32	1.63	3	0.560	1	29.21
Acero transversal para losa fondo	5	5.28	3	0.560	1	14.78
Acero longitudinal para viga enlace	2	2.28	3	0.560	2	5.11
Acero transversal para viga enlace	6	0.86	3	0.560	2	5.78
TOTAL (KG)						118.89

NOTAS Y RECOMENDACIONES PARA TENER EN CUENTA

1. *LAS DIMENSIONES MOSTRADAS ESTAN DADAS EN METROS*
2. *EL RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO INTERNO Y EXTERNO DEBE SER DE 0,075 M*
3. *RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO PARA ESTRUCTURA F'C= 21MPA*
4. *RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN CONCRETO SIMPLE PARA SOLADOS F'C= 14MPA*
5. *ESFUERZO A LA FLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO FY= 420MPA*
6. *PARA EL RELLENO SE DEBE CONSIDERAR UN MATERIAL GRANULAR FILTRANTE DE CONFORMIDAD CON LAS ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN ARTICULO 610.2.4 DEL INVIAS VERSIÓN 2022.*
7. *SE RECOMIENDA PARA LA UNION DE CONCRETO VIEJO CON NUEVO, SE DEBERA ESCARIFICAR LA SUPERFICIE EXISTENTE Y LIMPIAR Y/O LAVAR LA SUPERFICIE. APLICAR SIKADUR 32 O SIMILAR, CON EL FIN DE GARANTIZAR ADHERENCIA ENTRE CONCRETOS DE DIFERENTES EDADES.*
8. *EN CASO DE PRESENTARSE UNA DIFERENCIA EN LOS PARAMETROS GEOTECNICOS Y SISMICOS. LA ESTRUCTURA REQUIERE DE UN NUEVO DISEÑO.*
9. *SE DEBE HACER UN MANTENIMIENTO RUTINARIO EN LA CUAL SE ELIMINE MATERIAL SEDIMENTARIO DEL FONDO DEL DISIPADOR, PARA ASI EVITAR POSIBLES OBSTRUCCIONES.*
10. *NO SE PERMITEN SOLDADURAS EN EL ACERO DE REFUERZO.*
11. *SE DEBE GARANTIZAR COMO MINIMO LA LONGITUD DE TRASLAPO INDICADA EN CADA DETALLE.*

MUNICIPIO DE TAME
DEPARTAMENTO DE ARAUCA

PROYECTO:

MEJORAMIENTO DE VÍAS TERCIARIAS EN EL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA

CONTIENE:

DETALLES DISIPADOR DE ENERGIA, DETALLE DE ACEROS, VIGA ENLACE, CUNETA Y SARDINEL, 3D, NOTAS, CANTIDADES Y TABLAS

DISEÑO:

JORGE ALBERTO MOLINA MOJICA
Ingeniero Civil - Especialista en Estructuras
T.P 68202-198968 STD

REVISÓ:

JENNY MILENA UPEGUI SICULABA
Secretaría de Infraestructura y Desarrollo Urbano

Vo. Bo:

JENNY MILENA UPEGUI SICULABA
Secretaría de Infraestructura y Desarrollo Urbano

OBSERVACIONES:

DIBUJÓ:

JAVIER R. SALAZAR ACEROS
Ingeniero Civil
T.P 151037-0540521 STD

UBICACIÓN:

VIA SOBRE CAÑO GUALABAO DEL MUNICIPIO DE TAME, DEPARTAMENTO DE ARAUCA

FECHA:
ENERO 2026

ESCALA:
INDICADAS

PLANO N°:
1 / 1