

**CONSORCIO
CONCESIÓN VIAL
NORTE SANTANDER**

Bogotá, D.C., 09 de Julio de 2015

1018-034-677

AGENCIA NACIONAL DE INFRAESTRUCTURA
Rad No. 2015-409-041696-2
Fecha: 13/07/2015 08:27:38 -> 308
OEM: CONSORCIO CONCESION VIAL NORTE DE S
Anexos: 2 CARPETAS + 1 CD + 1 ROLLO DE PLANOS



Doctor

LUIS EDUARDO GUTIERREZ DIAZ

Gerente de Proyecto Carretero ANI

AGENCIA NACIONAL DE INFRAESTRUCTURA "ANI"

Ciudad

REF.: CONTRATO DE INTERVENTORIA N° 034 DE 2014

ASUNTO: DOCUMENTACIÓN FALLOS JUDICIALES – SENDERO PEATONAL JUANA PAULA
SU COMUNICACIÓN: 2015-306-014605-1

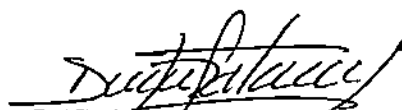
Estimado Doctor Gutiérrez:

En atención al tema del asunto y para fines pertinentes, anexo a la presente se servirá encontrar debidamente validada la siguiente información en formato digital:

1. ESTUDIOS Y DISEÑOS SENDERO PEATONAL JUANA PAULA.
 - 1.1 INFORME ESTUDIO GEOTÉCNICO – VERSIÓN 0
 - 1.2 INFORME DISEÑO GEOMETRICO - VERSIÓN 0
 - 1.3 PLANOS ARQUITECTONICOS - VERSIÓN 1
 - 1.4 MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL - REVISIÓN 0
 - 1.5 PRESUPUESTO
2. ANEXOS
 - 2.1 MEMORIA CÁLCULO MUROS DE CONTENCIÓN
 - 2.2 PLANOS

Atentamente,

CONSORCIO CONCESIÓN VIAL NORTE SANTANDER


DAIRO SALAMANCA OLARTE
Subdirector Técnico del Proyecto

Anexos: Dos (2) carpetas, un (1) Cd, veinticinco (25) planos
Copia: Ing. Víctor Andrés Gutiérrez Pineda - Supervisor - ANI
Archivo

**CONCESIÓN ÁREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE DE SANTANDER
Y ALCANCE PROGRESIVO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA SEGUNDA
CALZADA DE LA VÍA CÚCUTA - PAMPLONA Y LA CONSTRUCCIÓN DE
LA VARIANTE PAMPLONA EN DOBLE CALZADA**

SENDERO PEATONAL "JUANA PAULA"

ORIGINAL

JULIO DE 2015

TNM TECHNOLOGY AND
MANAGEMENT LTD.

**CONCESIÓN ÁREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE DE SANTANDER
Y ALCANCE PROGRESIVO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA SEGUNDA
CALZADA DE LA VÍA CÚCUTA - PAMPLONA Y LA CONSTRUCCIÓN DE
LA VARIANTE PAMPLONA EN DOBLE CALZADA**

INFORME ESTUDIO GEOTÉCNICO ACCIONES POPULARES

SENDERO PEATONAL "JUANA PAULA"

ORIGINAL

VERSIÓN 0

ABRIL DE 2014

TNM TECHNOLOGY AND
MANAGEMENT LTD.

TRAZABILIDAD DEL DOCUMENTO**DEPARTAMENTO DE NORTE DE SANTANDER****INFORME ESTUDIO GEOTÉCNICO ACCIONES POPULARES
SENDERO PEATONAL "JUANA PAULA"**

VERSIÓN	FECHA	DETALLE
0	29 de Abril de 2014	Original

TABLA DE CONTENIDO

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	6
2. RESUMEN DE LOS CRITERIOS GEOTÉCNICOS EMPLEADOS	8
3. OBJETO Y ALCANCE DEL ESTUDIO	9
4. TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN REALIZADOS	10
5. RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO	11
6. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO	12
6.1. GENERAL	12
6.2. CONDICIONES DEL SUBSUELO	13
6.3. NIVEL FREÁTICO	15
6.4. PARÁMETROS DE CÁLCULO	15
7. CONDICIONES SÍSMICAS	18
8. CONCLUSIONES	21
8.1. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	21
8.2. COEFICIENTES DE EMPUJE	23
8.3. TERRAPLENES	24
8.4. CORTES	25
8.5. CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES	25
9. CONSIDERACIONES FINALES	26

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Figura 1 Situación regional de la zona de estudio.	6
Figura 2 Situación local de la zona de estudio.....	7
Figura 3 Planta geológica Cúcuta	12
Figura 4 Valores de N de los ensayos STP	14
Figura 5 Correlación SPT – Densidad relativa	16
Figura 6 Correlación densidad relativa – Ángulo de rozamiento.....	17
Figura 7 Zona de amenaza sísmica.....	18
Figura 8 Zona de amenaza sísmica.....	19
Figura 9 Esquema fundamentación del muro	21

ÍNDICE DE TABLAS

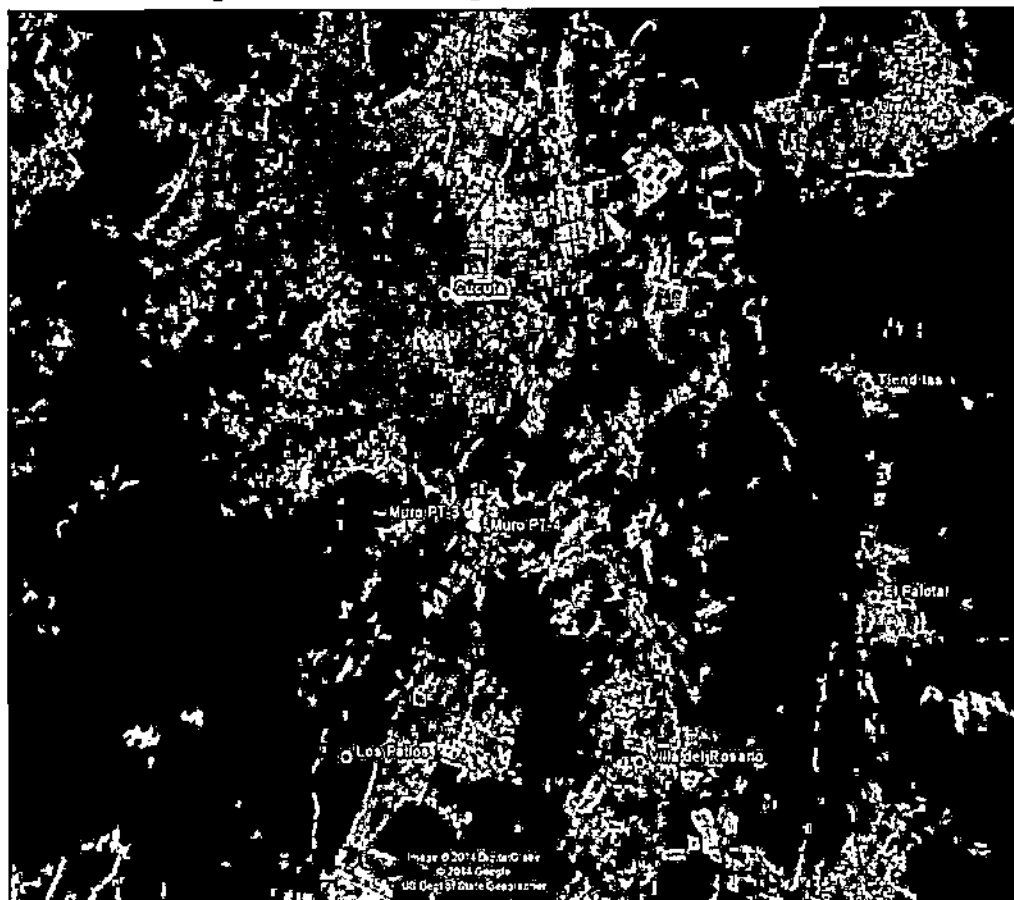
Tabla 1 Coeficientes de seguridad según la NSR-10	8
Tabla 2 Sondeos	10
Tabla 3 Resumen ensayos de laboratorio	11
Tabla 4 Leyenda estratigráfica	13
Tabla 5 Densidad de los suelos granulares en función de N	14
Tabla 6 Correlación Módulos de elasticidad	16
Tabla 7 Clasificación de los perfiles del suelo	19
Tabla 8 Valores del coeficiente F_a	20
Tabla 9 Valores del coeficiente de rozamiento horizontal	23
Tabla 10 Valores de los coeficientes de empuje	24

1. INTRODUCCIÓN

En este Informe se presentan las conclusiones del Estudio Geotécnico realizado para el Proyecto de un sendero peatonal a lo largo de un tramo de la carrera 10, situado en el barrio de Juana Paula, de la localidad de Cúcuta, que está situada al Norte del país, en el departamento de Norte de Santander.

En las siguientes imágenes pueden verse unas fotografías extraídas de la aplicación Google Earth, con la población de Cúcuta y Los Patios, y la situación de la zona de estudio en relación con su entorno más próximo.

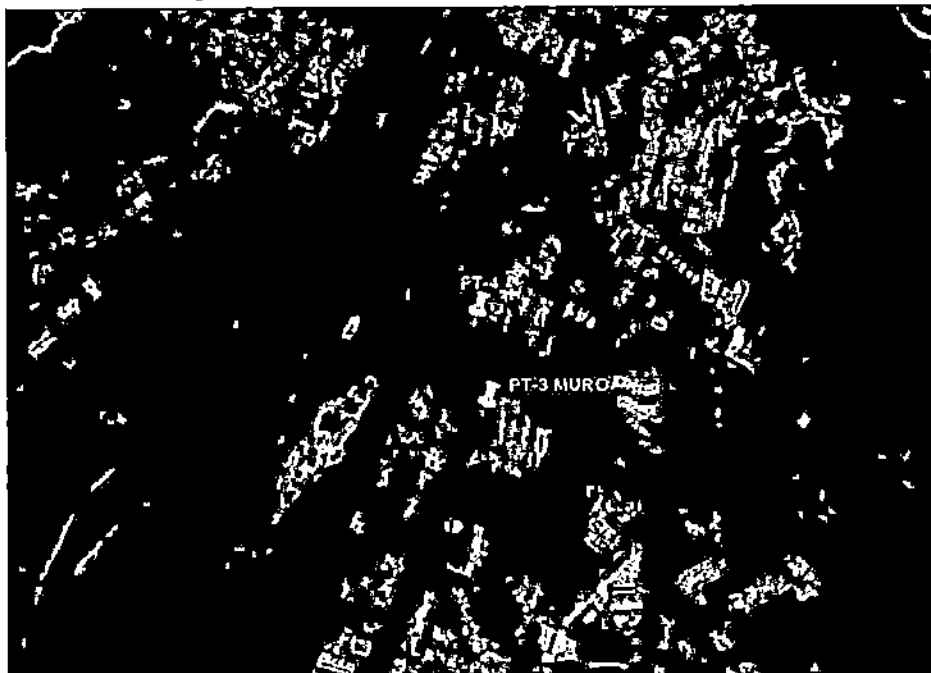
Figura 1 Situación regional de la zona de estudio.



FUENTE: Elaboración Propia a partir de Google Earth

La siguiente imagen muestra un aspecto local del tramo en estudio:

Figura 2 Situación local de la zona de estudio.



FUENTE: Elaboración Propia a partir de Google Earth

El Proyecto contempla la construcción de un sendero peatonal de unos 514 metros de longitud a lo largo de la Carrera 10, en su costado Este, de unos 2,0 metros de ancho. En dos tramos, de unos 138 metros (K0+032 a 0+0+170) y de 41 m (0+184 a 0+225), será necesaria la construcción de un muro de unos 3 m de altura máxima para contener el sendero debido a unas diferencias de cotas entre el sendero y el terreno.

En el resto del trazado el sendero discurre a cota con el terreno actual, en pequeño terraplén de unos 0,5 m de altura o es desmonte de escasa altura, en general inferior a 1,5 m, alcanzando de forma muy puntual unos tres a cuatro metros en las proximidades del K 0+300.

El presente Informe geotécnico hace referencia básicamente a la construcción del muro y a los taludes de los terraplenes y cortes.

2. RESUMEN DE LOS CRITERIOS GEOTÉCNICOS EMPLEADOS

Los criterios geotécnicos empleados en la redacción del presente Estudio de Suelos se han basado en los establecidos en el Título H.4 de la Norma NSR-2010, donde básicamente se recogen los criterios de una buena práctica geotécnica.

Las cimentaciones recomendadas permiten la optimización de las condiciones del terreno reconocidas y garantizan unas condiciones de cimentación adecuadas manteniendo unos coeficientes de seguridad elevados frente a cualquier riesgo de inestabilidad.

De acuerdo con las condiciones del terreno detectadas, se han evaluado y, en su caso, analizado, los posibles riesgos geotécnicos habituales (expansividad, licuación, asentamientos, etc.), de manera que las conclusiones finales que se facilitan han tenido en cuenta todos estos aspectos y son compatibles con los resultados obtenidos.

En relación con los coeficientes de seguridad requeridos en la NSR-10, se ha tenido en cuenta los coeficientes de seguridad reflejados en la siguiente Tabla.

Tabla 1 Coeficientes de seguridad según la NSR-10

Tabla H.4.7-1 Factores de Seguridad Indirectos F_{SICP} Mínimos	
Condición	F_{SICP} Mínimo
	Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

FUENTE: Elaboración Propia

3. OBJETO Y ALCANCE DEL ESTUDIO

Básicamente, el objeto del presente Estudio ha sido el de definir todos los aspectos que, desde el punto de vista geotécnico, afectan al Proyecto del muro. Básicamente:

- Caracterización geológica de los materiales detectados. Establecimiento del perfil estratigráfico típico. Profundidad de nivel freático.
- Descripción geológico – geotécnica de cada uno de los niveles estratigráficos diferenciados.
- Evaluación de los riesgos geotécnicos potenciales (expansividad, licuación, etc.)
- Análisis y propuesta de cimentación.
- Caracterización del terreno para el diseño de cimentaciones superficiales
 - Presión admisible de cimentación
 - Asientos previsibles (totales y diferenciales)
 - Tiempo en el que ocurrirán los asentamientos
 - Profundidad de apoyo de las cimentaciones
- Caracterización del terreno para el diseño de muros. Coeficientes de empuje estáticos y pseudoestáticos.
- Condiciones de estabilidad de los taludes de corte y terraplén
- Recomendaciones constructivas.

4. TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN REALIZADOS

Para la investigación de las características del terreno en el emplazamiento de la estructura se han perforado dos sondeos mecánicos (denominados PT-03 y PT-04) hasta unos diez metros de profundidad.

A lo largo de las perforaciones de los sondeos se han realizado un total de 15 ensayos de penetración estándar (SPT) y se han tomado 16 muestras alteradas (MA).

En la siguiente Tabla se resumen las posiciones de los puntos investigados, así como las mediciones realizadas:

Tabla 2 Sondeos

SONDEO	NORTE	OESTE	PROF. (m)	Cantidad ensayos SPT	MA
PT-03	7° 51' 43.47"	72° 29' 58.26"	10,0	8	8
PT-04	7° 51' 48,51"	72° 29' 58,89"	10,0	7	8

FUENTE: Elaboración Propia

En los Planos 1 a 3 se muestra la situación de los sondeos perforados para este estudio.

Debido a las características de terreno, fundamentalmente granular se ha llevado a cabo un breve programa de ensayos de laboratorio: identificación y determinación del Índice de resistencia puntual, cuyos resultados se comentan en el siguiente Apartado.

Al final del Informe, en el Anexo 2 se incluyen los registros de los sondeos y el expediente de los ensayos de laboratorio.

5. RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Como complemento del Estudio realizado, se han efectuado una serie de ensayos de laboratorio, concretamente:

- 2 granulometrías
- 2 determinaciones de los Límites de Atterberg
- 2 humedad natural
- 2 ensayos de determinación de la resistencia a la carga puntual.

En la siguiente Tabla se resumen los resultados obtenidos:

Tabla 3 Resumen ensayos de laboratorio

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACIÓN	LÍMITES DE ATTERBERG			% Wn	VALOR MEDIO Is (50) par	VALOR MEDIO Is (50) per	Is (50)	GRANULOMETRÍA %		
			LL	LP	IP					GRAVA	ARENA	FINOS
PT-01	4,5-6,0						2,54					
	9,0-10,0	SM	NP	NP	NP	12,6				0,0	83,1	16,9
PT-04	3,0-4,5	SM	NP	NP	NP	23,8				0,0	73,0	27,0
	6,0-7,5						1,24	1,27	0,98			

FUENTE: Elaboración Propia

Las cuatro muestras corresponden al aluvial. Según los resultados de identificación se clasifican como arenas limosas. Debido a las características del tipo de muestras los elementos granulares más gruesos no han sido registrados, por lo que los suelos granulares a partir de 1,5 m de profundidad se clasifican realmente como GP o GM.

6. CARACTERISTICAS DEL TERRENO

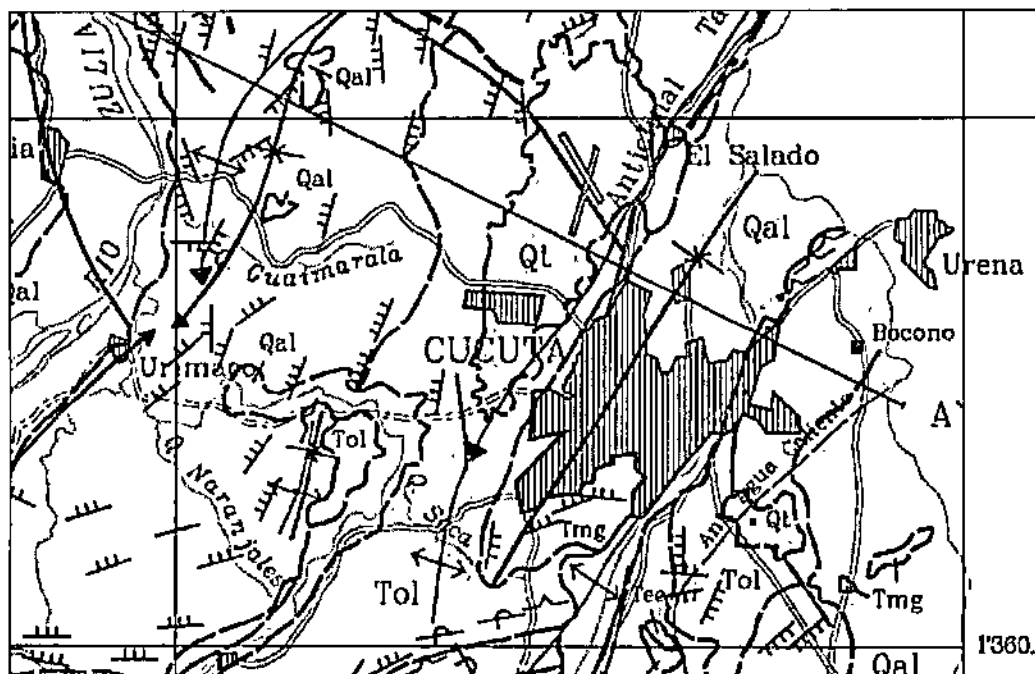
6.1. GENERAL

La ciudad de Cúcuta se encuentra en la región geográfica denominada "Valle de Cúcuta", en la Cordillera Oriental de los Andes. El río Pamplonita discurre por el lado Este de la ciudad y desemboca unos kilómetros al Norte de ésta.

En la región de Cúcuta afloran rocas del Cenozoico originadas en un complejo deltaico. Se trata de las formaciones Mirador, Carbonera, León y Grupo Guayabo. Este último se divide en dos conjuntos litológicos. Uno arcilloso y otro arenoso. Este depósito se depositó contemporáneamente con el emplazamiento del Macizo de Santander. Posteriormente la región es sometida a esfuerzos que producen plegamientos y fallas orientados principalmente en dirección N-NE.

El área de estudio se sitúa sobre depósitos Cuaternarios de tipo aluvial reciente (Qal), constituidos esencialmente por gravas y bolos poligénicos con matriz limo arenosa, asociados a la llanura de inundación del río Pamplonita. Superficialmente se ha detectado en un sondeo un nivel de limo arenoso de espesor entre 1.0 y 1.5 m.

Figura 3 Planta geológica Cúcuta



FUENTE: Plancha G-13 Cúcuta, 1/200000, INGEOMINAS

El Substrato Terciario, constituido en esta zona por depósitos correspondientes a la Formación Guayabo (Tmg), concretamente arcillolitas de color marrón claro se ha detectado en otros sondeos próximos, a unos 15,0 m de profundidad. En las proximidades del K 0+305 se observa en el corte de la Carrea 10, que alcanza unos 3 a 4 m de altura, arcillolita estratificada y fracturada, con buzamientos hacia el Norte de unos 45 a 50°. Esta orientación de la estratificación no es desfavorable para las condiciones de estabilidad del corte.

En la siguiente imagen se reproduce parcialmente el mapa geológico a escala 1:20.0000 publicado por INGEOMINAS, en el que se observan las condiciones geológicas generales del entorno de la localidad.

Tabla 4 Leyenda estratigráfica

LEYENDA ESTRATIGRÁFICA					CONVENCIONES
CENOZOICO	E D A D		Depositos en Mts.	Geol.	UNIDAD ESTRATIGRÁFICA
	Cuaternario	Recente Pleistoceno			
TERCIARIO	MIOCENO		1800 2840	Tmg	Aluviones, pedimentos, derrumbes, terrazas
					Grupo Guayabo
	OLIGOCENO		645	Tol	Formación Leon

—	Contactos
—	Falla normal mostrando lado levantado y hundido
—	Falla de sobre-elevamiento
—	Anticlinal normal
—	Anticlinal invertido
—	Sinclinal normal
—	Sinclinal invertido
—	Límite de campo petrolero
—	Buzamientos menores de 3
—	Buzamientos de 3 a 10
—	Buzamientos de 10 a 25
—	Buzamientos de 25 a 45
—	Buzamientos mayores de 45
—	Buzamientos invertidos
—	Líneas en rocas metamórficas e ígneas

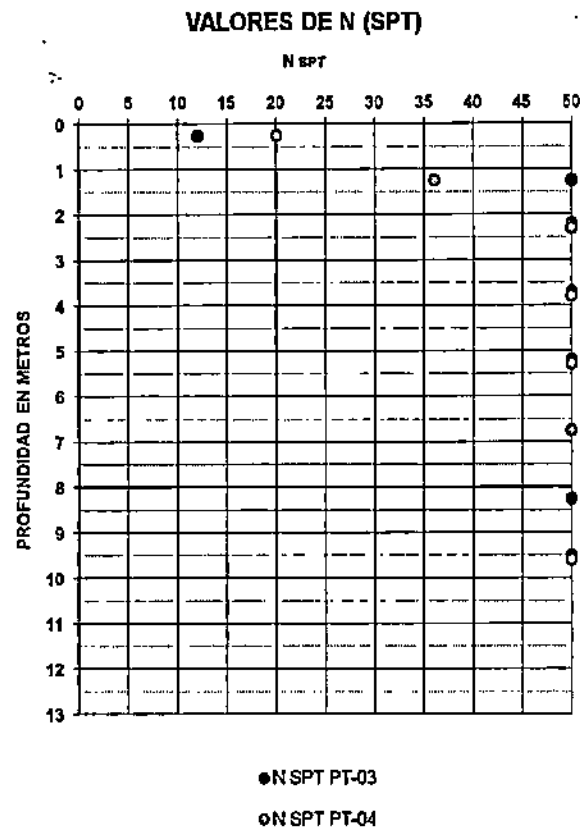
FUENTE: Plancha G-13 Cúcuta, 1/200000, INGEOMINAS

6.2. CONDICIONES DEL SUBSUELO

En los sondeos perforados se han detectado suelos granulares: arenas, gravas y cantos, angulares y subredondeados, de compacidad alta. En el sondeo PT-3, perforado en el emplazamiento del muro, aparece superficialmente un nivel de 1,5 m de espesor, de limo arenoso color café. Este nivel superficial se describe en el sondeo PT-4, como arena arcillosa de grano fino y medio con gravas.

En la siguiente figura se han representado los valores de NSPT obtenidos en los ensayos de penetración estándar.

Figura 4 Valores de N de los ensayos STP



FUENTE: Elaboración Propia

Según la siguiente tabla y teniendo en cuenta la energía de golpeo, los valores de los ensayos SPT realizados indican una densidad entre floja y medianamente densa en el nivel superficial limo-arenoso del sondeo PT-03 que se incrementa con la profundidad, y medianamente densa en la arena arcillosa del PT-4. El nivel granular grueso de arenas con gravas y cantos subyacentes se clasificaría como denso o muy denso.

Tabla 5 Densidad de los suelos granulares en función de N
SUELOS DE GRANO GRUESO. DENSIDAD EN FUNCIÓN DEL ENSAYO S.P.T.

<u>DENSIDAD</u>	<u>GOLPEO SPT/30 cms.</u>
MUY FLOJO	< 4
FLOJO	5 a 10
MEDIANAMENTE DENSO	11 a 30
DENSO	31 a 50
MUY DENSO	> 50

6.3. NIVEL FREÁTICO

Durante la perforación de los sondeos no se ha detectado el nivel freático en los 10 m investigados.

6.4. PARÁMETROS DE CÁLCULO

De acuerdo con los resultados obtenidos y de las correlaciones bibliográficas habituales, se pueden establecer como característicos los siguientes parámetros del terreno:

Nivel limo-arenoso o areno arcilloso (0,0 a 1,5 m)

- $\gamma_{nat} = 1,9 \text{ T/m}^3$
- $C_u = 0 \text{ Kg/cm}^2$
- $C' = 0 \text{ T/m}^2$
- $\phi' = 30^\circ$
- $E = 1000 \text{ T/m}^2$

Nivel de arenas, gravas y cantos (1,5 a 10,0 m)

- $\gamma_{nat} = 2,0 \text{ T/m}^3$
- $C_u = 0 \text{ Kg/cm}^2$
- $C' = 0 \text{ T/m}^2$
- $\phi' = 37^\circ$
- $E = 6.000 \text{ T/m}^2$

En la siguiente tabla se reproduce la correlación de los módulos de elasticidad propuesta por la norma AASHTO¹.

¹ Correlaciones recogidas en la Geotechnical Engineering Circular No 5, FHWA.

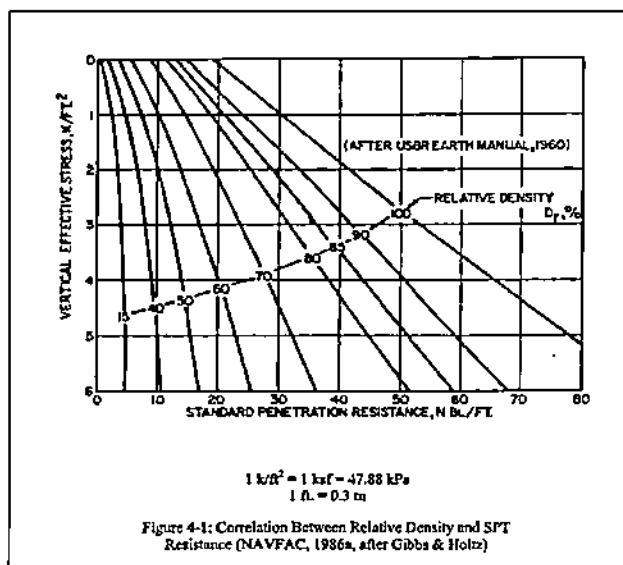
Tabla 6 Correlación Módulos de elasticidad

Soil Type	Range of Equivalent Elastic Modulus (kPa)
Clay • Soft sensitive • Medium stiff • Very stiff	• 2,500 to 15,000 • 15,000 to 50,000 • 50,000 to 100,000
Loess	• 15,000 to 60,000
Silt	• 2,000 to 20,000
Fine sand • Loose • Medium dense • Dense	• 8,000 to 12,000 • 12,000 to 20,000 • 20,000 to 30,000
Sand • Loose • Medium dense • Dense	• 10,000 to 30,000 • 30,000 to 50,000 • 50,000 to 80,000
Gravel • Loose • Medium dense • Dense	• 30,000 to 80,000 • 80,000 to 100,000 • 100,000 to 200,000

FUENTE: Geotechnical Engineering Circular No 5, FHWA

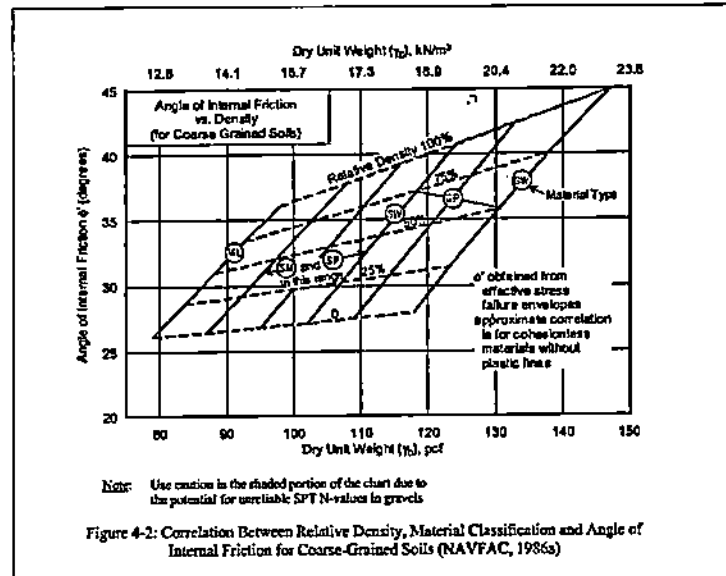
Para la obtención del ángulo de rozamiento interno de los suelos granulares se ha empleado las siguientes correlaciones con los valores de N de los ensayos SPT:

Figura 5 Correlación SPT – Densidad relativa



FUENTE: Geotechnical Engineering Circular No 5, FHWA

Figura 6 Correlación densidad relativa – Ángulo de rozamiento



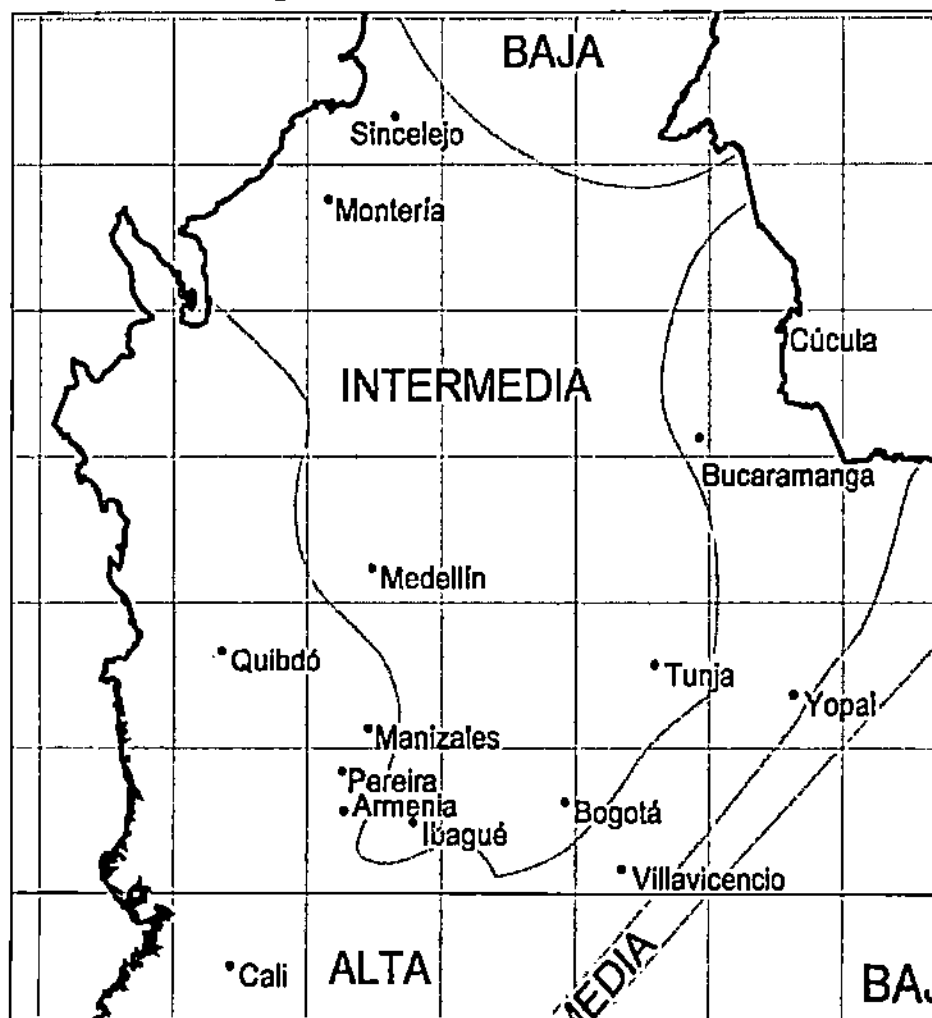
FUENTE: Geotechnical Engineering Circular No 5, FHWA

7. CONDICIONES SÍSMICAS

Se ha consultado en la norma NRS-10 para determinar la aceleración sísmica de la zona de estudio.

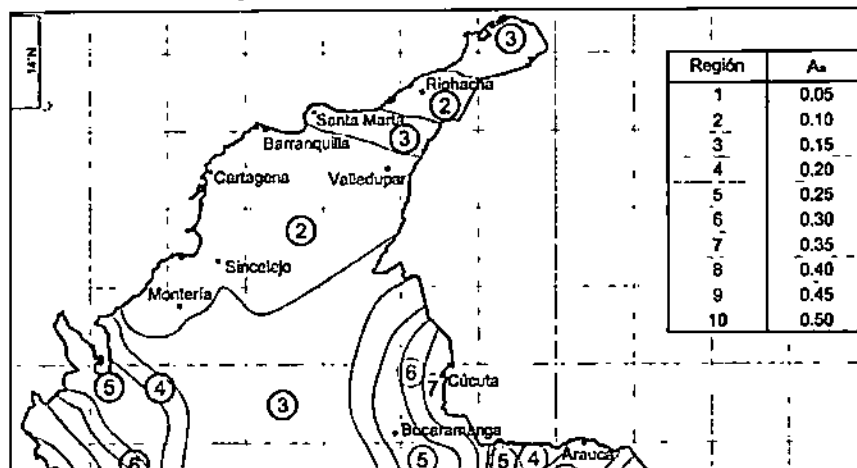
En las siguientes imágenes se reproducen parcialmente las figuras A.2.3-1 y A.2.3-2 de la norma NSR-10, con la distribución de las Zonas de Amenaza Sísmica; en la primera se observa como el área de estudio se enmarca dentro de la Zona de Amenaza ALTA; en la segunda, de mayor detalle (denominada Mapa de valores de Aa), se aprecia que en la zona de estudio se encuentra en la Región 7 de riesgo.

Figura 7 Zona de amenaza sísmica



FUENTE: Figura A.2.3-1 de la NSR-10

Figura 8 Zona de amenaza sísmica



FUENTE: Figura A.2.3-2 de la NSR-10

De acuerdo con la Norma, a esa región le corresponde una aceleración horizontal de pico (A_a) de 0,35g (siendo g la aceleración de la gravedad). Las condiciones del terreno detectadas se pueden asimilar a un Perfil D con lo cual el coeficiente F_a sería de 1,15, de acuerdo con las Tablas A.2.4-1 y A.2.4-3 de la NSR-10 que se reproducen a continuación.

Tabla 7 Clasificación de los perfiles del suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{\sigma}_{cl} \geq 100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{\sigma}_{cl} \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{\sigma}_{cl}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3 \text{ m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36 \text{ m}$)	

FUENTE: Tabla A.2.4-1 de la NSR-10

Tabla 8 Valores del coeficiente Fa.

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$\Lambda_a \leq 0.1$	$\Lambda_a = 0.2$	$\Lambda_a = 0.3$	$\Lambda_a = 0.4$	$\Lambda_a \geq 0.5$
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	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

FUENTE: Tabla A.2.4-3 de la NSR-10

8. CONCLUSIONES

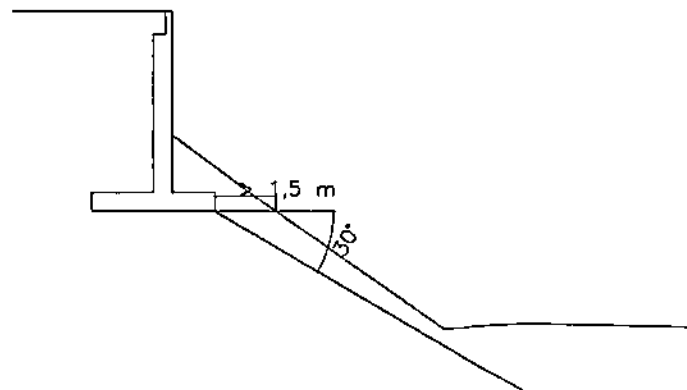
8.1. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

Las características del terreno detectadas en los sondeos son satisfactorias para prever una cimentación de tipo superficial apoyando la cimentación en el aluvial más superficial limo-arenoso(o areno arcilloso), o el nivel granular grueso subyacente.

En los Planos 1 y 2 se han incluido unas secciones transversales, Cortes del Terreno, de las zonas del muro, concretamente las secciones del K0+090 y K0+200 en las que se han representado las características geotécnicas del terreno detectado.

En el primer tramo de muro (0+032 a 0+170) la cimentación del muro quedará sobre el talud existente, por lo que se deberá prever que lateralmente exista una separación de como mínimo 1,5 m entre la cara superior de la zapata y el talud, y que una línea teórica trazada desde el borde inferior con un ángulo de 30° no intersecte la superficie topográfica. En la siguiente figura se muestran gráficamente ambas condiciones.

Figura 9 Esquema fundamentación del muro



FUENTE: Elaboración Propia

En el segundo tramo de muro (0+184 a 0+225) la cimentación se sitúa en terreno horizontal, al pie de un talud probablemente de terraplén.

Para el cálculo de la carga admisible se ha adoptado la propuesta de Terzaghi y Peck, que posteriormente Meyerhof recomendó aumentar en un 50%.

$$q_{adm} = \frac{N \cdot s}{8} \quad (B \leq 1,20 \text{ m})$$

$$q_{adm} = \frac{N \cdot s}{12} \left(\frac{B + 0,3}{B} \right)^2 \quad (B > 1,20 \text{ m})$$

El nivel limo-arenoso se ha detectado únicamente en el sondeo PT-3, pasando a arena arcillosa en el PT-4, por lo que conviene remarcar que es posible que localmente el nivel limo-arenoso no aparezca a lo largo de todo el muro.

Si la zapata quedase apoyada en el nivel limo-arenoso superficial, con un valor de N relativamente conservador de 10, la carga admisible, con un factor de seguridad de tres y limitada a unos asientos de una pulgada (2,54 cm), es de $1,2 \text{ kg/cm}^2$, que con el incremento del 50% resultan $1,8 \text{ kg/cm}^2$, para zapatas del orden de 1,5 m de ancho.

Si se requiriese una carga admisible mayor, podría ser necesario realizar una sobreexcavación para alcanzar el nivel granular grueso que aparece a escasa profundidad. Adoptando la misma formulación y con un valor de N de 35, se obtiene una carga admisible claramente superior, de unos 6 kg/cm^2 con el incremento recomendado por Meyerhof. La sobreexcavación necesaria para alcanzar el nivel granular grueso se puede rellenar con concreto ciclópeo o grava compactada.

En resumen, para el diseño de las fundaciones de los muros se recomienda adoptar una carga admisible del terreno de $1,8 \text{ kg/cm}^2$ para fundaciones apoyadas en los limos arenosos, o de forma conservadora unos $4,0 \text{ kg/cm}^2$ para zapatas apoyadas en el nivel granular grueso que requerirá una pequeña sobreexcavación. En cualquier caso, los asientos serán inferiores a una pulgada, que se producirán de forma inmediata con la aplicación de las cargas.

No obstante, se recomienda inspeccionar en obra las características de los suelos a cota de cimentación para, en caso necesario, decidir la sobreexcavación a realizar. En cualquier caso, se deberá prestar atención a sobrepasar claramente los posibles rellenos superficiales del terraplén de la Carrera 10 adyacente.

En el Anexo 3 se presenta la memoria de cálculo de las cargas admisibles relacionadas con los asientos.

Como valor del coeficiente de rozamiento horizontal entre concreto y terreno, tomando los valores de la tabla recogida en el DESIGN MANUAL 7.02, editado por la NAVFAC se puede adoptar el de 0,35 en limo arenoso, y 0,5 en la arena con gravas y cantos

Tabla 9 Valores del coeficiente de rozamiento horizontal.

Interface Materials	Coefficient of Friction, tan δ	Friction Angle, δ (degrees)
Mass concrete on the following materials:		
Clean sound rock	0.70	35
Clean gravel, gravel sand mixtures, coarse sand	0.55 to 0.60	29 to 31
Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel	0.45 to 0.55	24 to 29
Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand	0.35 to 0.45	19 to 24
Fine sandy silt, nonplastic silt	0.30 to 0.35	17 to 19
Very stiff and hard residual or preconsolidated clay	0.40 to 0.50	22 to 26
Medium stiff and stiff clay and silty clay (masonry on foundation materials has same friction factor)	0.30 to 0.35	17 to 19

FUENTE: Design manual 7.02

Como valor del Módulo de balasto (o de reacción) vertical para las dimensiones de una placa de 30x30 cm (k30) se puede adoptar 2,25 kg/cm³ en los limos arenosos y 12 kg/cm³ en las arenas con gravas y bolos, empleando la expresión de Terzaghi:

$$K_{30} \text{ (Kg/cm}^3\text{)} = 10^{(N+2)/34}.$$

Los taludes de excavación para la construcción del muro, de hasta unos 3,0 m de altura, se excavarán principalmente en los suelos aluviales limo-arenosos o en los posibles rellenos de terraplén. En estas condiciones y teniendo en cuenta que se trata de excavaciones provisionales y con alturas del orden de unos 3 m máximo, se considera que se podrán realizar con una inclinación 1H:1V.

En el primer tramo de muro (0+032 a 0+170) se deberá tener en cuenta la fundación del muro existente de la Carrera 10.

8.2. COEFICIENTES DE EMPUJE

Para el cálculo de empujes sobre los muros se puede considerar un relleno del trasdós granular con las siguientes características:

- Densidad: 2,0 Tn/m³
- Cohesión: 0,0 Tn/m²
- Ángulo de fricción: 30°

Para el cálculo de los coeficientes de empuje activo (KA) y pasivo (Kp) se han seguido las formulaciones propuestas en la antigua NSR-98. Se han calculado los coeficientes de empuje para condiciones estáticas aplicando la siguiente formulación:

- Coulomb:

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \quad K_P = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$$

- Rankine:

$$K_A = \frac{\cos \beta \left[\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}{\left[\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]} \quad K_P = \frac{\cos \beta \left[\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}{\left[\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}$$

Para condiciones dinámicas el cálculo los empujes seudoestáticos activo y pasivo se han determinado a partir de la formulación de Mononobe – Okabe. Con una aceleración activa de $A_a = 0,35g$ y adoptando un coeficiente sísmico horizontal a_h equivalente a la mitad de la aceleración:

$$K_A = \frac{(1 - a_v) \sin^2(\alpha + \phi' - \psi)}{D_A \cos \psi \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta' - \psi)} \quad K_P = \frac{\sin^2(\alpha - \phi')}{D_P \sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta')}$$

$$D_A = \left[1 + \frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \beta - \psi)}{\sin(\alpha - \delta' - \psi) \sin(\alpha + \beta)} \right]^2 \quad D_P = \left[1 - \frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' + \beta)}{\sin(\alpha + \delta') \sin(\alpha + \beta)} \right]^2$$

Aplicando la formulación anterior resultan los siguientes coeficientes:

Tabla 10 Valores de los coeficientes de empuje.

<i>Coulomb</i>	<i>Rankine</i>	<i>Mononobe – Okabe</i>
$K_A: 0,33$	$K_A: 0,37$	$K_A: 0,40$
$K_P: 3,0$	$K_P: 2,50$	$K_P: 4,98$

FUENTE: Elaboración propia

En el Anexo 3 se presenta la memoria de cálculo correspondiente.

8.3. TERRAPLENES

Algunos tramos del sendero peatonal se proyectan en terraplén de altura máxima inferior a 1,0 m.

Los terraplenes se podrán realizar con taludes 3(H):2(V). Se deberá realizar un saneo de la superficie de apoyo, retirando la capa de suelo vegetal y los posibles rellenos superficiales.

Los asientos que se producirán en el terreno natural de apoyo debido a las cargas transmitidas por el terraplén serán despreciables.

8.4. CORTES

El nuevo sendero prevé algunos tramos en corte de escasa altura, en general inferior a 1,5 metros. De forma muy puntual, a la altura del K 0+305 aproximadamente, la altura del corte puede llegar a alcanzar unos 4,0 a 5,0 m.

Los cortes de altura inferior a 1,5 m se excavarán en los suelos granulares del Cuaternario, gravas y arenas densas, y son irrelevantes desde el punto de vista geotécnico. El corte se puede realizar con talud 1(H):1(V).

El corte del k 0+305 aproximadamente, con una altura de unos tres a cuatro metros, se excavará en roca estratificada y fracturada con buzamientos de la estratificación de dirección paralela al eje del trazado, por lo que su orientación no resulta desfavorable. La roca presenta niveles competentes, probablemente por un mayor contenido en carbonatos, y niveles más arcillosos.

Se recomienda proyectar el corte con un talud 1(H):1(V).

Los tramos en suelos granulares, en épocas de fuertes lluvias, se podrán producir pequeñas caídas de cantos y gravas. Este problema se podría solventar tendiendo más los taludes y/o protegiendo la superficie con empradización.

8.5. CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES

Los suelos identificados no se consideran susceptibles de presentar fenómenos de colapso, licuación ni expansividad.

9. CONSIDERACIONES FINALES

- Las características del terreno son favorables para una cimentación superficial de los tramos del muro, ya sea en los limos arenosos superficiales o en el nivel granular grueso subyacente.
- Para una fundación apoyada en el limo arenoso o arena arcillosa superficial se puede adoptar una carga admisible de $1,8 \text{ kg/cm}^2$. Si se apoya en arena con grava y cantos, que aparece a partir de unos 1,5 m de profundidad, la carga admisible se puede incrementar a 4 kg/cm^2 . Los asientos serán en cualquier caso inferiores a una pulgada.
- Si se precisa realizar una sobreexcavación, se puede rellenar con concreto ciclópeo o grava compactada.
- Se pueden adoptar un módulo de balasto vertical de $2,25 \text{ Kg/cm}^3$ para placas de $30 \times 30 \text{ cm}$ en el limo arenoso y de 12 Kg/cm^3 en la arena con gravas.
- Finalmente para el cálculo de los empujes sobre los muros se recomienda considerar los siguientes valores del relleno del trasdós (que se efectuará con suelos granulares):
 - Densidad: $2,0 \text{ Tn/m}^3$
 - Cohesión: $0,0 \text{ Tn/m}^2$
 - Ángulo de Fricción: 30°
 - Coeficiente de empuje activo: 0,33
 - Coeficiente de empuje pasivo: 3,0
 - Coeficiente de empuje al reposo: 0,5
 - Condiciones pseudoestáticas (Mononobe – Okabe): KA: 0,40, KP: 4,98
- Por otro lado, los terraplenes se pueden realizar con taludes 3(H):2(V), y los cortes con talud 1(H):1(V).

Anexo 1. Planta de Situación y Cortes del Terreno

Anexo 2. Registros de Sondeos y Actas de Ensayos de Laboratorio

Anexo 3. Memoria de Cálculo

CÁLCULO CARGA ADMISIBLE Y ASIENTOS

Suelo limo-arenoso:

PRESIÓN DE CIMENTACIÓN CALCULADA EN FUNCIÓN DEL ASIENTO (Therzaghi y Peck):

$$q_{adm} = \frac{N \cdot s}{8} \quad (B \leq 1,20 \text{ m})$$

$$q_{adm} = \frac{N \cdot s}{12} \left(\frac{B + 0,3}{B} \right)^2 \quad (B > 1,20 \text{ m})$$

TERRENO

Nspt	10
Asiento máximo (s) (cm)	2,5

ZAPATA

Anchura (B) (m)	1,5
-----------------	-----

Carga admisible (Kg/cm²): 1,2

Suelo de arena con gravas:

PRESIÓN DE CIMENTACIÓN CALCULADA EN FUNCIÓN DEL ASIENTO (Therzaghi y Peck):

$$q_{adm} = \frac{N \cdot s}{8} \quad (B \leq 1,20 \text{ m})$$

$$q_{adm} = \frac{N \cdot s}{12} \left(\frac{B + 0,3}{B} \right)^2 \quad (B > 1,20 \text{ m})$$

TERRENO

Nspt	35
Asiento máximo (s) (cm)	2,5

ZAPATA

Anchura (B) (m)	1,5
-----------------	-----

Carga admisible (Kg/cm²): 4,1

COEFICIENTES DE EMPUJE

Descripción	Estado activo	Estado pasivo
Empuje total	$P_A = K_A \frac{\gamma H^2}{2}$	$P_P = K_P \frac{\gamma H^2}{2}$
Coulomb Estático $\alpha = \pi/2$, $\delta' = \beta = 0$	$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)$	$K_P = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$
Rankine Estático $\alpha = \pi/2$, $\delta' = \beta$	$K_A = \frac{\cos \beta \left[\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}$	$K_P = \frac{\cos \beta \left[\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}$
Mayne Estático $\alpha = \pi/2$, $\beta = 0$	$K_A = \frac{\cos^2 \phi'}{D_A \cos \delta'}$ $D_A = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin \phi'}{\cos \delta'}} \right]^2$	$K_P = \frac{\cos^2 \phi'}{D_P \cos \delta'}$ $D_P = \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin \phi'}{\cos \delta'}} \right]^2$
Müller-Breslau Estático $\psi = 0$	$K_A = \frac{\sin^2(\alpha + \phi')}{D_A \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta')}$ $D_A = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\alpha - \delta') \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2$	$K_P = \frac{\sin^2(\alpha - \phi')}{D_P \sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta')}$ $D_P = \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' + \beta)}{\sin(\alpha + \delta') \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2$
Mononobe-Okabe Análisis pseudo-estático $c' = 0$	$K_A = \frac{(1 - a_v) \sin^2(\alpha + \phi' - \psi)}{D_A \cos \psi \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta' - \psi)}$ $D_A = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \beta - \psi)}{\sin(\alpha - \delta' - \psi) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2$	Usese K_P según Müller-Breslau
Empuje total $c' \neq 0$	$P_A = K_A \frac{\gamma H^2}{2} - 2 c' H \sqrt{K_A}$	$P_P = K_P \frac{\gamma H^2}{2} + 2 c' H \sqrt{K_P}$

Donde:

$\beta < (\phi' - \psi)$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{a_h}{1 - a_v} \right)$$

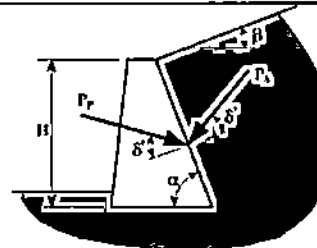
β = ángulo del terreno con la horizontal

α = ángulo de la cara del muro con la horizontal

δ' = ángulo de las fuerzas con la normal a la cara del muro

a_h = aceleración horizontal del terreno, debida al sismo

a_v = aceleración vertical del terreno, debida al sismo



Coulomb			
ϕ	30		
K_A	0,33		
K_P	3		
Rankine			
ϕ	30	0,5	rad
β	15	0,3	rad
K_A	0,37		
K_P	2,50		

EMPUJE ACTIVO (seudoestático)

$$K_A = \frac{(1 - a_v) \sin^2(\alpha + \phi' - \psi)}{D_A \cos \psi \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta' - \psi)}$$

$$D_A = \left[1 + \frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \beta - \psi)}{\sin(\alpha - \delta' - \psi) \sin(\alpha + \beta)} \right]^2$$

a_h :	0,175 g m/s ²	
a_v :	0,09 g m/s ²	
φ	30,0 °	0,5 rad
α	90,0 °	1,6 rad
δ	15,0 °	0,3 rad
β	0,0	0,0 rad
ψ	10,9 °	0,2 rad
D_A	2,272	

$$K_A = 0,405$$

EMPUJE PASIVO (seudoestático)

$$K_P = \frac{\sin^2(\alpha - \phi')}{D_P \sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta')}$$

$$D_P = \left[1 - \frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' + \beta)}{\sin(\alpha + \delta') \sin(\alpha + \beta)} \right]^2$$

φ	30,0 °	0,5 rad
α	90,0 °	1,6 rad
δ	15,0 °	0,3 rad
β	0,0	0,0 rad

$$D_P = 0,156$$

$$K_P = 4,98$$

PROYECTO: CONSTRUCCION MURO PASO PEATONAL
 LOCALIZACION: URBANIZACION JUANA PAOLA CUCUTA
 REGISTRO LITOLÓGICO SONDEO PT-3 7°51'43.47"N 72°29'58.26"O
 NIVEL FREACTICO: SECO
 COTA:
 INICIACIÓN: 15-02-2014
 TERMINACION: 22-02-2014
 OPERADOR: WILLIAN PADILLA
 TALADRO: PETTY No. 5
 PROFUNDIDAD: 10.00 MTS
 Hoja 1 de 1

SISTEMA	REVESTIMIENTO	PROFUNDIDAD (m)	LITOLOGÍA	DESCRIPCION	% RECUBRO	R.Q.D.				MUESTRA	CAJA No.	COLUMNA DE AGUA	OBSERVACIONES S.P.T. GOLPES
						25	50	75	100				
SPT	WIRE LINE CORE BIT NQ REVESTIDO CON NW CASING SHOE	0.00		LIMO ARENOSO CARMELITO CLARO, DENSIDAD Y CONSISTENCIA MEDIA, HUMEDAD MEDIA, PLASTICIDAD BAJA.	50					1			4-6-6
NQ		0.50											
		1.00											
SPT		1.50		LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO, CON TURBA, DENSIDAD Y CONSISTENCIA ALTA, HUMEDAD BAJA, ARENA DE GRANO FINO Y MEDIO.	55					2			12-18-50R
		3.00			20					3			35 GOLPES RECHAZO
		4.50		DEPOSITO ALUVIAL: CANTOS Y GRAVAS ANGULARES Y SUBREDONDEADOS DE ARENISCA Y CUARCITA ALTERADOS, DUROS, EN MATRIZ ARENOSA CAFÉ CLARA.	18					4			6-8-50 RECHAZO
		6.00			15					5			35 NO PENETRA RECHAZO
		7.50		DEPOSITO ALUVIAL CANTOS Y GRAVAS ANGULARES Y SUBREDONDEADOS, EN MATRIZ ARENOSA CAFÉ CLARA, DE GRANO FINO A MEDIO, COMPACIDAD ALTA.	21					6			8-7-35 RECHAZO
		9.00			20					7			22 GOLPES RECHAZO
		10.00			22					8			15 GOLPES RECHAZO

SH: SHELBY PARA SUELOS COHESIVOS, ARCILLA - LIMO
 SPT: PENETRACION ESTANDAR: SUELOS COHESIVOS Y GRANULARES

 AUSCULTAR S.A.S. Ensayos e Ingeniería		 	PERFIL ESTRATIGRAFICO										Código Verdad	AUS_M.B. PT02 1
ENTIDAD CONTRATANTE:		INM										Fecha	03/03/2014	
PROYECTO:		CONSTRUCCION PASO PEATONAL CUCUTA										Fecha:	21 de marzo de 2014	
APIQUE No.: P.T.3		MARGEN										Eje	Página 1 de 1	
SECTOR:		URBANIZACIÓN JUANA PAZ										Abscisa:	10+000	
CLASIFICACIÓN		INDICE DE GRUPO		SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	LÍMITES			Wt%	GRADACION%			PARÁMETROS DE RESISTENCIA	
PROF.(m)	U.S.C.S	AASHTO				LI	LP	UP		GRAVAS	ARENAS	FINOS	Ensayo de penetración estándar. (No gol/pie)	Compresión Inconfineda (kg/cm²)
PT.3 M.B (9.00-10.00)	SM	A-2-4	0.00		Arena limosa; mezclas arena-limo	0.00	0.00	0.00	12.65	0.00	83.11	16.89	15- RECHAZO	



ENSAYOS DE LABORATORIO A LOS MATERIALES EN CAMPO
LIMITE DE CONSISTENCIA INV-E-125-07, INV-E-126-07 Y GRADACION INV-E-123-07

Código	AUS_MG_FT01
Versão	1
Fecha	03/01/2014
Página	1 de 1
Assinatura	R.A.M.B.

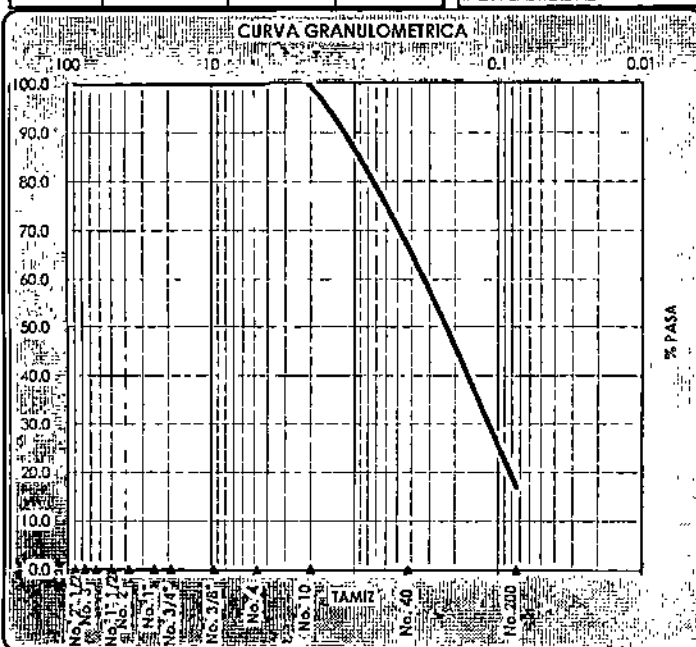
ENTIDAD CONTRATANTE:	TNM	FECHA:	21 de marzo de 2014		
PROYECTO:	CONSTRUCCION PASO PEATONAL CUCUIA	PROFUNDIDAD:	DE	9.00 m	A 10.00 m
APIQUE No:	P.T.3	Muestra No.:	8	FUENTE:	VIA
DESCRIPCIÓN MUESTRA:	Arena limosa; mezclas arena-limo; de color Café; consistencia Alta				
SECTOR:	URBANIZACION JUANA PAOLA CUCUIA	ABSCISA:	LADO: DERECHO		

GRANULOMETRIA INV-E-123			
Pa =	121.1	PLT10 =	0.00 grs
TAMIZ	PESO RETENIDO grs.	% RETENIDO	% QUE PASA
3 1/2"	0.0	0.0	100.0
3"	0.0	0.0	100.0
2" 1/2	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	100.0
1 1/2"	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	100.0
3/4"	0.0	0.0	100.0
3/8"	0.0	0.0	100.0
No. 4	0.0	0.0	100.0
No. 10	0.6	0.5	99.5
No. 40	39.9	33.0	66.5
No. 200	60.1	49.6	16.9
FONDO	20.5	16.9	
		100.0	

LIMITE LIQUIDO INV-E-125				
Na. DE GOLPES	0	0	0	
RECIPIENTE No.	0	0	0	
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00	0.00	
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00	0.00	

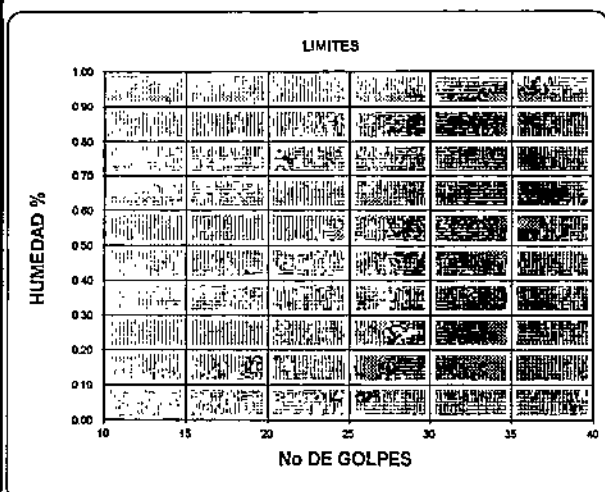
LIMITE PLASTICO INV-E-126			
RECIPIENTE NO.		0	0
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)		0.00	0.00
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)		0.00	0.00
PESO DEL AGUA (grs)		0.00	0.00
PESO DEL RECIPIENTE (grs)		0.00	0.00
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)		0.00	0.00
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)		0.00	0.00
HUMEDAD NATURAL	12.6		
LIMITE LIQUIDO			
LIMITE PLASTICO			
IND. PLASTICIDAD	NP		

I. DE GRUPO	0
A.A.S.H.T.O.	A-2-4
U.S.C.S.	SM



GRADACIÓN	
% Gravas	0.00
% Arenas	83.11
% Finos	16.89

INDICES	
$C_u =$	-
$C_c =$	-
Liquidez	-



OBSERVACIONES

GEOTECNOLOGO
JUAN CARLOS ELVIRA

Vº Bº INGENIERO
RICARDO MENDOZA

**DETERMINACION DEL INDICE DE
RESISTENCIA A LA CARGA PUNTUAL
NLT-262/91**

Código	AUS_PRC_FT083
Version	1
Fecha	03/01/2014
Page	1 de 1
Aprobó Vobo	R.A.M.B.

ENTIDAD CONTRATANTE: INM

PROYECTO: MURO PASO PEATONAL URBANIZACION JUANA PAOLA.

SONDED No PT 3

MUESTRA N 5

PROFUNDIDAD:

4.50-6.00

FECHA: 20/03/2014

ABSCISA:

No Ensayo	Tipo	W (mm)	D (mm)	P (Kn)	D _a (mm ²)	D _i (mm)	I _p	F	I _p (50)
1	1 Par								
2	1 Par								
3	1 Par								
4	1 Par								
5	1 Par								
6	1 Par								
7	1 Par								
8	1 Par								
9	1 Par								
10	1 Par								
1	3								
2	3								
3	3								
4	3								
5	3								
6	3								
7	3								
8	3								
9	3								
10	3								
1	b Par	36.0	41.00	6.160	1879	43.35	3.28	0.938	3.07
2	b Par	39.0	43.00	4.310	2135	46.21	2.02	0.965	1.95
3	b Par	32.0	46.00	5.210	1874	43.29	2.78	0.937	2.61
4	b Par								
5	b Par								
6	b Par								
7	b Par								
8	b Par								
9	b Par								
10	b Par								
1	b Par								
2	b Par								
3	b Par								
4	b Par								
5	b Par								
6	b Par								
7	b Par								
8	b Par								
9	b Par								
10	b Par								
1	d ppd								
2	d ppd								
3	d ppd								
4	d ppd								
5	d ppd								
6	d ppd								
7	d ppd								
8	d ppd								
9	d ppd								
10	d ppd								
1	d per								
2	d per								
3	d per								
4	d per								
5	d per								
6	d per								
7	d per								
8	d per								
9	d per								
10	d per								

Valor medio I _p (50) par	2.54
Valor medio I _p (50) per	
I _p (50)	

d diametral
a axle
b bloque
l fragmento
per perpendicular
ppd paralelo al plano de debilidad

GEOTECNICO	Vººº INGENIERO
JUAN CARLOS ELMIRA	RICARDO MENDOZA

PROYECTO: PUENTE PASO PEATONAL DE JUANA PAULA
LOCALIZACION: ROMBOY PAZ DEL RIO CUCUTA N. DE SANTANDER
REGISTRO LITOLÓGICO SONDEO PT-4 7°51'48.51"N 72°29'58.89"O
NIVEL FREACTICO:

COTA:
INICIACIÓN: 05-03-2014
TERMINACION: 08-03-2014

OPERADOR: WILLIAN PADILLA M.
TALADRO: PETTY No. 9
PROFUNDIDAD: 10.00 MTS
Hoja 1 de 1

SISTEMA	REVESTIMIENTO	PROFUNDIDAD (m)	LITOLOGÍA	DESCRIPCION	% RECUBRO	R.Q.D.				MUESTRA	CAJA No.	COLUMNA DE AGUA	OBSERVACIONES S.P.T. GOLPES
						25	50	75	100				
SPT	NW CASING SHOE NW WIRE LINE CORE BIT NQ	0.00		ARENA ARCILLOSA CAFÉ CLARA, DE GRANO FINO Y MEDIO, CON GRAVAS, DENSIDAD Y CONSISTENCIA ALTA.	69					1	CAJA No. 1 DE 1	RETORNA EL 85 AL 90%	7-9-11
NQ		0.50											
		1.00											
SPT		1.50		DEPOSITO ALUVIAL: COMPUESTO POR CANTOS Y GRAVAS DE ROCAS SEDIMENTARIAS Y METAMORFICAS, EN MATRIZ ARENOARCILLOSA CAFÉ Y AMARILLA, COMPACTIDAD ALTA.	72					2			14-17-19
		3.00			27					3			39 GOLPES RECHAZO
		4.50			31					4			14-27 RECHAZO NO PENETRA
		6.00			33					5			33 GOLPES RECHAZO
		7.50		DEPOSITO ALUVIAL: CANTOS Y GRAVAS DE ROCAS SEDIMENTARIAS Y METAMORFICAS ALTERADAS DURAS, EN MATRIZ ARENOSA, ALGO ARCILLOSA, DE GRANO MEDIO Y FINO, COMPACTIDAD ALTA.	33					6			
		9.00			35					7			20 GOLPES RECHAZO
		10.00			37					8			15-25 RECHAZO NO PENETRA

SH: SHELBY PARA SUELOS COHESIVOS, ARCILLA – LIMO

SPT: PENETRACION ESTANDAR: SUELOS COHESIVOS Y GRANULARES

 AUSCULTAR S.A.S. Ensayos e Ingeniería		 		PERFIL ESTRATIGRAFICO								Código AUS_M4_ FIDZ		
ENTIDAD CONTRATANTE:		INM								Fecha 03/01/2014				
PROYECTO:		CONSTRUCCION PASO PEATONAL CUCUTA								Página 1 de 1				
APIQUE No.: P.T.4		EJE								Margen Eje				
SECTOR:		CALZADA/COSTADO:								Abscisa K0+000				
ROMBOY PAZ DEL RIO CUC		EJE								GRADACIONES	PARAMETROS DE RESISTENCIA			
PROF.(m)	CLASIFICACIÓN U.S.C.S.	AASHTO	INDICE DE GRUPO	SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	LL	L.P.	I.P.	Wt%	GRAVAS	ARENAS	FINOS	Ensayo de penetración estándar. (No gol/pie)	Compresión Inconfiada (Kg/cm²)
PT 4 M 4 (3.00-4.50)	SM	A-2-4	0.00		Arena limosa; mezclas arena-limo	0.00	0.00	0.00	23.79	0.00	72.98	27.02	14-27-RECHAZO	

 ISO 9001 SG-CER273015		ENSAYOS DE LABORATORIO A LOS MATERIALES EN CAMPO LIMITES DE CONSISTENCIA INV-E-125-07, INV-E-126-07 Y GRADACION INV-E-123-07				Código: AUS_M6_FT01	
		Version: 1		Fecha: 03/01/2014		Página: 1 de 1	
		Aproba VaBo: R.A.M.B.					
		ENTIDAD CONTRATANTE: INM		FECHA: 21 de marzo de 2014			
PROYECTO: CONSTRUCCION PASO PEATONAL CUCUTA		PROFUNDIDAD: DE 3.00 m		A 4.50 m			
APIQUE No: P.T.4		Muestra No: 4		FUENTE: VIA			
DESCRIPCIÓN MUESTRA: Arena limosa: mezclas arena-limo; de color Café con velas amarillas: consistencia Alta							
SECTOR: ROMBOY PAZ DEL RIO CUCUTA N. DE SANTANDER				ABSCISA:		LADO:	

GRANULOMETRÍA INV-E-123			
Ps =	120.5	P.T10 =	0.00 grs
TAMIZ	PESO RETENIDO grs.	% RETENIDO	% QUE PASA
3 1/2"	0.0	0.0	100.0
3"	0.0	0.0	100.0
2 1/2"	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	100.0
1 1/2"	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	100.0
3/4"	0.0	0.0	100.0
3/8"	0.0	0.0	100.0
No. 4	0.0	0.0	100.0
No. 10	0.5	0.4	99.6
No. 40	9.3	7.7	91.9
No. 200	78.1	64.8	27.0
FONDO	32.6	27.0	
		100.0	

LIMITE LIQUIDO INV-E-125			
No. DE GOLPES	0	0	0
RECIPIENTE No.	0	0	0
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00	0.00
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00	0.00

LIMITE PLASTICO INV-E-126			
RECIPIENTE No.	0	0	
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00	
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00	
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00	
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00	
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00	
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00	
HUMEDAD NATURAL	23.8		
LIMITE LIQUIDO			
LIMITE PLASTICO			
IND. PLASTICIDAD	NP		

I. DE GRUPO: 0	
A.A.S.H.T.O.: A-2-4	
U.S.C.S.: SM	

CURVA GRANULOMETRICA

GRADACION	
% Gravos	0.00
% Arenas	72.98
% Finos	27.02

INDICES	
C _u =	-
C _c =	-
Liquidez	-

OBSERVACIONES

LIMITES

GEOTECNOLOGO JUAN CARLOS ELVIRA	Y* B° INGENIERO RICARDO MENDOZA
------------------------------------	------------------------------------

 AUSCULTAR S.A.S. Ensayos e Ingeniería	 	DETERMINACION DEL INDICE DE RESISTENCIA A LA CARGA PUNTUAL	
		NLT-252/91	
		Código	AUS_RC_FT083
		Version	1
		Fecha	03/01/2014
Página	1 de 1		
Aprobo VoBo	R.A.M.B.		

ENTIDAD CONTRATANTE: INM

PROYECTO: MURO PASO PEATONAL URBANIZACION JUANA PAOLA

SONDEO No PT 4 MUESTRA N 6 PROFUNDIDAD: 6.00-7.50

FECHA: 20/03/2014 ABCISA: 0

No Ensayo	Tipo	W (mm)	D (mm)	P (Kn)	D ₁ (mm2)	D ₂ (mm)	I ₁	F	I ₁ (50)
1	i Par								
2	i Par								
3	i Par								
4	i Par								
5	i Par								
6	i Par								
7	i Par								
8	i Par								
9	i Par								
10	i Par								
1	a								
2	a								
3	a								
4	a								
5	a								
6	a								
7	a								
8	a								
9	a								
10	a								
1	b Par	40.0	55.00	3.300	2801	52.93	1.18	1.026	1.21
2	b Par	38.0	46.00	3.610	2226	47.18	1.62	0.974	1.58
3	b Par	44.0	46.00	2.400	2577	50.76	0.93	1.007	0.94
4	b Par								
5	b Par								
6	b Par								
7	b Par								
8	b Par								
9	b Par								
10	b Par								
1	d ppd								
2	d ppd								
3	d ppd								
4	d ppd								
5	d ppd								
6	d ppd								
7	d ppd								
8	d ppd								
9	d ppd								
10	d ppd								
1	d per		47.00	2.810	2209	47.00	1.27	0.973	1.27
2	d per								
3	d per								
4	d per								
5	d per								
6	d per								
7	d per								
8	d per								
9	d per								
10	d per								

d diametral

a axial

b bloque

i fragmento

per perpendicular

ppd paralelo al plano de debilidad

Valor medio I ₁ (50) par	1.242
Valor medio I ₁ (50) per	1.272
I ₁ (50)	0.976

GEOTECNOLOGO	VºBº INGENIERO
JUAN CARLOS ELVIRA	RICARDO MENDOZA



**ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS, GESTIÓN PREDIAL, GESTIÓN
SOCIAL, GESTIÓN AMBIENTAL, FINANCIACIÓN, CONSTRUCCIÓN,
REHABILITACIÓN, MEJORAMIENTO, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL
PROYECTO DE CONCESIÓN VIAL
ÁREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE SANTANDER**

ACCIÓN POPULAR - SENDERO PEATONAL VÍA LOS PATIOS

INFORME DISEÑO GEOMÉTRICO

MARZO DE 2015

TNM TECHNOLOGY AND
MANAGEMENT LTD.

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
1. OBJETIVO Y ALCANCE.....	4
2. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO.....	4
3. ACTIVIDADES DE DISEÑO Y TOPOGRAFÍA	5
3.1 ACTIVIDADES DE TOPOGRAFÍA	5
3.2 ACTIVIDADES DE DISEÑO	5
4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	6
4.1 METODOLOGÍA	6
4.2 NORMAS TÉCNICAS APLICADAS EN EL PRESENTE ESTUDIO	6
4.3 PARÁMETROS DE DISEÑO	7
4.3.1 Dimensiones para rampas	7
4.3.2 Bombeo trasversal	8
4.4 CRITERIOS DE DISEÑO GEOMÉTRICO	8
4.4.1 Planta	8
4.4.2 Perfil.....	8
4.4.3 Sección Transversal.....	9
4.5 DISEÑO GEOMÉTRICO.....	9
4.6 CARTERAS DE DISEÑO	11

ANEXOS

Anexo 1. Carteras de diseño

1. OBJETIVO Y ALCANCE

El estudio de diseño geométrico del sendero peatonal busca acondicionar el trazado aprovechando al máximo la infraestructura existente, evitando la afectación predial, conservando y mejorando las condiciones de operación peatonal, utilizando como base las recomendaciones de las área de espacio público.

El alcance establecido para el diseño geométrico es el que se describe a continuación:

- Brindar una adecuada conectividad peatonal en la zona de implantación del sendero.
- Definición de un trazado ajustado a las condiciones de la infraestructura peatonal y vial existente.
- Optimización de la rasante para garantizar accesibilidad peatonal, cumpliendo con los requerimiento de drenaje superficial
- Cumplimiento de los criterios y consistencia geométrica del diseño, respecto a los contornos topográficos y de accesibilidad.

2. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se encuentra ubicado en el municipio de los Patios – Departamento norte de Santander, sobre la Avenida 10, en el costado oriental de la calzada oriental entre la urbanización Juana Paula y la Redoma de Pinar del Río. En la Figura No. 2.1 se presenta la localización del proyecto.

Figura 1. Localización del proyecto



Fuente: Google Earth.

3. ACTIVIDADES DE DISEÑO Y TOPOGRAFÍA

3.1 ACTIVIDADES DE TOPOGRAFÍA

A continuación se presenta el alcance de las actividades topográficas:

- Amarre del proyecto al sistema nacional de coordenadas, certificado por el IGAC, con la colocación de mojones para materializar los puntos de amarre del proyecto.
- Trazado una poligonal base cerrada de amarre topográfico entre los puntos del IGAC.
- Nivelación de precisión de los deltas de la poligonal de topografía
- Levantamiento de la silueta del proyecto, identificando los puntos más relevantes para el planteamiento del proyecto en planta y perfil. Se detallaron construcciones, cerramientos, pozos, redes y demás elementos relevantes que faciliten la labor de diseño.
- Toma de breacklines en campo, identificando los quiebre y sitios de variación topográfica. La frecuencia de tomas de datos de breacklinines fue la necesaria para garantizar la adecuada obtención del modelo digital de terreno.

3.2 ACTIVIDADES DE DISEÑO

A continuación se presenta el alcance detallado de las actividades de diseño para el trazado y diseño geométrico de la vía.

- Adopción de la sección transversal típica de acuerdo con las recomendaciones del diseño urbanístico.
- Definición del eje de diseño en planta y perfil (rasante) de acuerdo con los bombeos transversales que permitan la accesibilidad y conectividad de los accesos.
- Implementación del diseño geométrico a través de software especializado y elaboración de los planos planta - perfil
- Elaboración de los planos de secciones transversales y determinación de las cantidades de obra del proyecto.

4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

A continuación se describen las actividades desarrolladas para la realización de este estudio y las características geométricas definidas para el corredor.

4.1 METODOLOGÍA

La metodología empleada para el desarrollo del diseño de la vía consistió en un levantamiento topográfico, basado en poligonales base amarradas a puntos de GPS ligados al sistema oficial del IGAC, tomando los contornos de la calzada existente y elementos relevantes hasta los paramentos, incluyendo detalles como postes, estructuras especiales, etc. Con base en los planos topográficos del corredor y el modelo digital de terreno configurado con la información topográfica levantada, se procedió con la ejecución del diseño planimétrico considerando las premisas del proyecto que se sintetizan en lograr el diseño con sin afectaciones prediales respetado la accesibilidad a predios y las pendientes de drenaje, atendiendo los requerimientos técnicos mínimos que garantizan un nivel de servicio apropiado y las recomendaciones de las demás áreas técnicas del estudio.

El eje definido, se procesó mediante software especializado CIVIL 3D.

Con base en el diseño planimétrico se adelantó el diseño vertical detallado, el cálculo de cantidades de obra y la producción de planos que permiten el diseño detallado de obras complementarias de drenaje y demás detalles constructivos.

El resultado, el diseño geométrico del corredor estudiado, se plasmó en los respectivos planos de planta y/o perfil, en escalas $H=1:500$ y $V= 1:50$, con el complemento de los detalles resultantes del diseño (Sección típica, estructura de pavimento, sectorización para tratamiento de taludes, obras de drenaje, muros de contención, etc.) y planos típicos requeridos. Igualmente, se presentan planos de secciones transversales en escala 1:100

A continuación se describen las actividades desarrolladas para la realización de este estudio y las características geométricas definidas para el corredor.

4.2 NORMAS TÉCNICAS APLICADAS EN EL PRESENTE ESTUDIO

Dentro de la normatividad técnica que se aplicará en los diseños geométricos definitivos de este proyecto se mencionan los siguientes:

- Guía para el diseño de vías urbanas para Bogotá D.C., CAF – Universidad Nacional – Alcaldía mayor de bogotá - 2014
- A Policy on Geometric Design of Higways and Streets – AASHTO 2004.

4.3 PARÁMETROS DE DISEÑO

Se adoptaron los siguientes parámetros de diseño:

Tabla 1 Parámetros de Diseño Geométrico

Parámetro	Valor	Norma
Ancho mínimo de circulación de una persona (m)	0.60	Pag. 159 Manual IDU-2014
Ancho mínimo de sección de anden (m)	1.20	Pag. 159 Manual IDU-2014
Sección de Andén Adoptada (m)	2.00	Adoptado por las necesidades del proyecto
Pendiente Longitudinal Máxima	12%	Norma Icontec – Dimensiones geométricas para garantizar la circulación de personas con movilidad reducida.

Fuente: Manual de Diseño Geométrico vías Urbanas-IDU 2014

4.3.1 Dimensiones para rampas

En el siguiente cuadro se incluye las dimensiones geométricas para garantizar la circulación de personas con movilidad reducida en rampas, las cuales se adoptaron para el proyecto.

Tabla 2 Dimensiones de rampas

Tabla 13. Dimensiones geométricas para garantizar la circulación de personas con movilidad reducida en rampas

Ancho mínimo en rampas: 0.90 m

Posibilidad de giro a 90°, ancho libre 1.5 m

Superficie de aproximación libre de obstáculos: área enmarcada por un radio de 1.2 m.

Pendiente longitudinal Max. 12%, > consultar NTC 4143

Pendiente transversal Max. 2%

Longitud mínima de descansos 1,20 m

Fuente: (INCONTEC, 2009).

Fuente: Manual de Diseño Geométrico vías Urbanas-IDU 2014

4.3.2 Bombeo trasversal

Con la finalidad de permitir el drenaje del elemento de circulación propuesto, se empleó una pendiente trasversal del 2% hacia el costado, que permite la evacuación de la escorrentía superficial.

4.4 CRITERIOS DE DISEÑO GEOMÉTRICO

4.4.1 Planta

- Aprovechamiento al máximo de la infraestructura existente.
- Homogenización de la curvatura existente, de acuerdo con el espacio disponible y con la geometría del corredor vial actual y adyacente.
- Optimización del movimiento de tierras
- Empalme adecuado con accesos peatonales y vehiculares.
- Acondicionar y mejorar las condiciones de visibilidad.

4.4.2 Perfil

- Respetar las pendientes máximas permitidas para personas con movilidad reducida.
- Mantener un nivel de rasante adecuado, que permita la accesibilidad a zonas adyacentes y comodidad del peatón.
- Optimización de obras y del movimiento de tierras

4.4.3 Sección Transversal

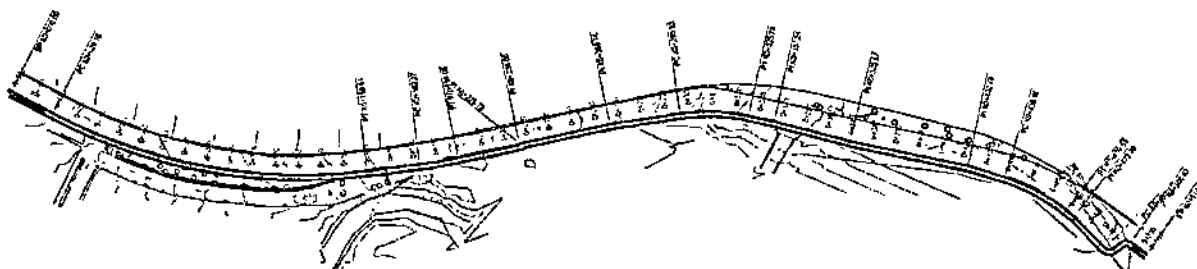
- Mantener una sección transversal adecuada que garantice los niveles de seguridad y comodidad del usuario.
- Aprovechar al máximo el espacio disponible y la infraestructura existente.

4.5 DISEÑO GEOMÉTRICO

Con base en el levantamiento topográfico, la sección transversal típica, los parámetros de diseño y las recomendaciones del componente urbanístico, se realizó el diseño geométrico. El diseño geométrico se realizó con el apoyo del software especializado Civil 3D Ver 2012, a través de un proceso iterativo buscando la optimización del proyecto, atendiendo las recomendaciones de las diferentes áreas de los Estudios y Diseños.

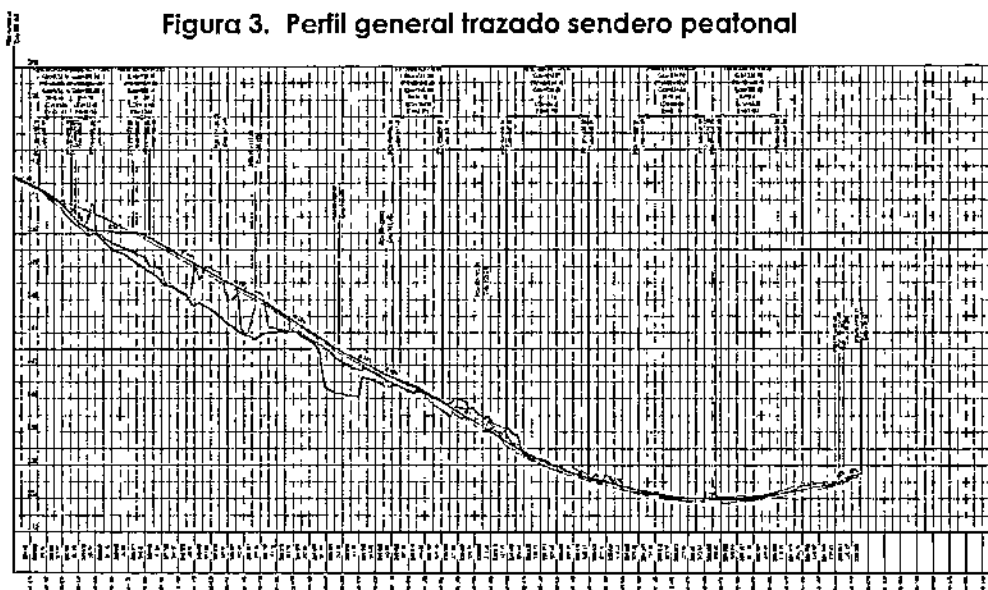
En la figura No.2 se presenta un detalle de la planimetría plateada para el trazado del sendero peatonal y en la figura No.3 de la altimetría del proyecto, en la cual se constatan que no existe pendientes superiores de las establecidas en los parámetros de diseño.

Figura 2. Planta general trazado sendero peatonal



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3. Perfil general trazado sendero peatonal



Fuente: Elaboración propia.

Como resultado del diseño Geométrico, se generaron los siguientes documentos:

- Planos Planta -- Perfil, escala 1:500 horizontal y 1:100 vertical que incluyen la siguiente información:
 - Planta del proyecto, con el abscisado cada 10 metros y elementos de curvatura.

- Cuadro de Elementos de curvatura.
- Coordenadas de la poligonal base y amarres al sistema nacional de coordenadas, localización de referencias, BMS y puntos de amarre.
- Perfil del proyecto y diseño de rasante y diagrama de curvatura vertical.
 - Localización de obras de drenaje.
 - Volúmenes de movimiento de tierras.
 - Cota negra y cota roja.
 - Notas generales.
- Secciones transversales a escala 1:100

4.6 CARTERAS DE DISEÑO

Como resultado del diseño geométrico, se incluyen las siguientes carteras de diseño:

- Cuadro de elementos de Curvatura
- Cuadro de Coordenadas, Rasante y Peralte.
- Cartera de Volúmenes de movimiento de tierras

ANEXO 1: CARTERAS DE DISEÑO

- Cuadro de elementos de Curvatura
- Cuadro de Coordenadas, rasante y peralte.
- Cartera de Volúmenes de movimiento de tierras

Alignment Name: Eje 01 Juana Paula

Description:

Station Range: Start: 0+000.00, End: 0+514.02

Station Increment: 5.00

Station	Northing	Easting	Tangential Direction
0+000.00	1,361,349.8072m	843,116.0994m	N26° 53' 35"E
0+005.00	1,361,354.2664m	843,118.3610m	N26° 53' 35"E
0+010.00	1,361,358.7257m	843,120.6226m	N26° 53' 35"E
0+015.00	1,361,363.1849m	843,122.8843m	N26° 53' 35"E
0+020.00	1,361,367.6442m	843,125.1459m	N26° 53' 35"E
0+025.00	1,361,372.1263m	843,127.3618m	N25° 41' 02"E
0+030.00	1,361,376.6555m	843,129.4796m	N24° 26' 06"E
0+035.00	1,361,381.2298m	843,131.4981m	N23° 11' 10"E
0+040.00	1,361,385.8471m	843,133.4164m	N21° 56' 15"E
0+045.00	1,361,390.5050m	843,135.2337m	N20° 41' 19"E
0+050.00	1,361,395.2015m	843,136.9491m	N19° 26' 23"E
0+055.00	1,361,399.9342m	843,138.5616m	N18° 11' 27"E
0+060.00	1,361,404.7010m	843,140.0707m	N16° 56' 32"E
0+065.00	1,361,409.4995m	843,141.4754m	N15° 41' 36"E
0+070.00	1,361,414.3274m	843,142.7753m	N14° 26' 40"E
0+075.00	1,361,419.1826m	843,143.9697m	N13° 11' 45"E
0+080.00	1,361,424.0626m	843,145.0579m	N11° 56' 49"E
0+085.00	1,361,428.9652m	843,146.0396m	N10° 41' 53"E
0+090.00	1,361,433.8880m	843,146.9141m	N9° 26' 57"E
0+095.00	1,361,438.8287m	843,147.6812m	N8° 12' 02"E
0+100.00	1,361,443.7850m	843,148.3404m	N6° 57' 06"E
0+105.00	1,361,448.7544m	843,148.8914m	N5° 42' 10"E
0+110.00	1,361,453.7347m	843,149.3340m	N4° 27' 14"E
0+115.00	1,361,458.7235m	843,149.6679m	N3° 12' 19"E
0+120.00	1,361,463.7183m	843,149.8930m	N1° 57' 23"E
0+125.00	1,361,468.7168m	843,150.0093m	N0° 42' 27"E
0+130.00	1,361,473.7167m	843,150.0165m	N0° 32' 28"W
0+135.00	1,361,478.7156m	843,149.9148m	N1° 47' 24"W
0+140.00	1,361,483.7111m	843,149.7042m	N3° 02' 20"W
0+145.00	1,361,488.7007m	843,149.3847m	N4° 17' 16"W
0+150.00	1,361,493.6823m	843,148.9566m	N5° 32' 11"W
0+155.00	1,361,498.6533m	843,148.4200m	N6° 47' 07"W
0+160.00	1,361,503.6115m	843,147.7755m	N7° 56' 10"W
0+165.00	1,361,508.5636m	843,147.0852m	N7° 56' 10"W
0+170.00	1,361,513.5157m	843,146.3949m	N7° 56' 10"W
0+175.00	1,361,518.4678m	843,145.7045m	N7° 56' 10"W

Alignment Name: Eje 01 Juana Paula

Description:

Station Range: Start: 0+000.00, End: 0+514.02

Station Increment: 5.00

Station	Northing	Easting	Tangential Direction
0+180.00	1,361,523.4200m	843,145.0142m	N7° 56' 10"W
0+185.00	1,361,528.3694m	843,144.3053m	N8° 43' 09"W
0+190.00	1,361,533.3016m	843,143.4857m	N10° 09' 06"W
0+195.00	1,361,538.2118m	843,142.5430m	N11° 35' 03"W
0+200.00	1,361,543.0974m	843,141.4800m	N12° 44' 36"W
0+205.00	1,361,547.9743m	843,140.3771m	N12° 44' 36"W
0+210.00	1,361,552.8511m	843,139.2742m	N12° 44' 36"W
0+215.00	1,361,557.7279m	843,138.1713m	N12° 44' 36"W
0+220.00	1,361,562.6048m	843,137.0683m	N12° 44' 36"W
0+225.00	1,361,567.4816m	843,135.9654m	N12° 44' 36"W
0+230.00	1,361,572.0917m	843,134.4379m	N13° 02' 47"W
0+235.00	1,361,576.9627m	843,133.3092m	N13° 02' 47"W
0+240.00	1,361,581.8336m	843,132.1805m	N13° 02' 47"W
0+245.00	1,361,586.7046m	843,131.0518m	N13° 02' 47"W
0+250.00	1,361,591.5755m	843,129.9231m	N13° 02' 47"W
0+255.00	1,361,596.4464m	843,128.7944m	N13° 02' 47"W
0+260.00	1,361,601.3174m	843,127.6657m	N13° 02' 47"W
0+265.00	1,361,606.1883m	843,126.5370m	N13° 02' 47"W
0+270.00	1,361,611.1106m	843,125.6657m	N9° 30' 47"W
0+275.00	1,361,616.0418m	843,124.8394m	N9° 30' 47"W
0+280.00	1,361,620.9731m	843,124.0130m	N9° 30' 47"W
0+285.00	1,361,625.9043m	843,123.1866m	N9° 30' 47"W
0+290.00	1,361,630.8355m	843,122.3602m	N9° 30' 47"W
0+295.00	1,361,635.7668m	843,121.5339m	N9° 30' 47"W
0+300.00	1,361,640.7107m	843,120.7908m	N6° 53' 02"W
0+305.00	1,361,645.6901m	843,120.3470m	N3° 18' 10"W
0+310.00	1,361,650.6876m	843,120.2150m	N0° 16' 41"E
0+315.00	1,361,655.6835m	843,120.3955m	N3° 51' 33"E
0+320.00	1,361,660.6584m	843,120.8876m	N7° 26' 25"E
0+325.00	1,361,665.5928m	843,121.6896m	N11° 01' 16"E
0+330.00	1,361,670.4918m	843,122.6897m	N11° 34' 58"E
0+335.00	1,361,675.3900m	843,123.6936m	N11° 34' 58"E
0+340.00	1,361,680.2651m	843,124.8002m	N13° 44' 34"E
0+345.00	1,361,685.1219m	843,125.9880m	N13° 44' 34"E
0+350.00	1,361,689.9788m	843,127.1758m	N13° 44' 34"E
0+355.00	1,361,694.8356m	843,128.3637m	N13° 44' 34"E

Alignment Name: Eje 01 Juana Paula

Description:

Station Range: Start: 0+000.00, End: 0+514.02

Station Increment: 5.00

Station	Northing	Easting	Tangential Direction
0+360.00	1,361,699.6925m	843,129.5515m	N13° 44' 34"E
0+365.00	1,361,704.5494m	843,130.7393m	N13° 44' 34"E
0+370.00	1,361,709.4062m	843,131.9271m	N13° 44' 34"E
0+375.00	1,361,714.3118m	843,132.8905m	N10° 46' 26"E
0+380.00	1,361,719.2237m	843,133.8252m	N10° 46' 26"E
0+385.00	1,361,724.1356m	843,134.7599m	N10° 46' 26"E
0+390.00	1,361,729.0474m	843,135.6945m	N10° 46' 26"E
0+395.00	1,361,733.9593m	843,136.6292m	N10° 46' 26"E
0+400.00	1,361,738.8712m	843,137.5639m	N10° 46' 26"E
0+405.00	1,361,743.7830m	843,138.4986m	N10° 46' 26"E
0+410.00	1,361,748.6949m	843,139.4332m	N10° 46' 26"E
0+415.00	1,361,753.6067m	843,140.3679m	N10° 46' 26"E
0+420.00	1,361,758.5186m	843,141.3026m	N10° 46' 26"E
0+425.00	1,361,763.3833m	843,142.4353m	N16° 01' 16"E
0+430.00	1,361,768.1891m	843,143.8153m	N16° 01' 16"E
0+435.00	1,361,772.9949m	843,145.1953m	N16° 01' 16"E
0+440.00	1,361,777.8005m	843,146.5759m	N16° 15' 33"E
0+445.00	1,361,782.5537m	843,148.1249m	N19° 50' 25"E
0+450.00	1,361,787.2008m	843,149.9677m	N23° 25' 16"E
0+455.00	1,361,791.7238m	843,152.0971m	N27° 00' 08"E
0+460.00	1,361,796.1049m	843,154.5050m	N30° 35' 00"E
0+465.00	1,361,800.3271m	843,157.1817m	N34° 09' 51"E
0+470.00	1,361,804.3746m	843,160.1159m	N37° 24' 31"E
0+475.00	1,361,808.2658m	843,163.2463m	N44° 24' 25"E
0+480.00	1,361,811.8377m	843,166.7450m	N44° 24' 25"E
0+485.00	1,361,815.4096m	843,170.2438m	N44° 24' 25"E
0+490.00	1,361,818.9816m	843,173.7425m	N44° 24' 25"E
0+495.00	1,361,822.9834m	843,176.4448m	N3° 52' 46"W
0+500.00	1,361,827.1784m	843,173.8404m	N36° 38' 08"W
0+505.00	1,361,831.7756m	843,172.9841m	N27° 26' 33"E
0+510.00	1,361,835.9271m	843,175.7691m	N34° 08' 28"E
0+514.02	1,361,839.2543m	843,178.0253m	N34° 08' 28"E

BORDE IZQUIERDO

BORDE DERECHO

Station	Easting	Northing	Elevation	Easting	Northing	Elevation
0+000.00	843,116.10	1,361,349.81	353.48	843,117.88	1,361,348.90	353.44
0+005.00	843,118.36	1,361,354.27	353.23	843,120.14	1,361,353.36	353.19
0+010.00	843,120.62	1,361,358.73	352.98	843,122.41	1,361,357.82	352.94
0+015.00	843,122.88	1,361,363.18	352.73	843,124.67	1,361,362.28	352.69
0+020.00	843,125.15	1,361,367.64	352.45	843,126.93	1,361,366.74	352.41
0+025.00	843,127.36	1,361,372.13	352.1	843,129.16	1,361,371.26	352.06
0+030.00	843,129.48	1,361,376.66	351.68	843,131.30	1,361,375.83	351.64
0+035.00	843,131.50	1,361,381.23	351.19	843,133.34	1,361,380.44	351.15
0+040.00	843,133.42	1,361,385.85	350.67	843,135.27	1,361,385.10	350.63
0+045.00	843,135.23	1,361,390.51	350.33	843,137.10	1,361,389.80	350.29
0+050.00	843,136.95	1,361,395.20	350.19	843,138.84	1,361,394.54	350.15
0+055.00	843,138.56	1,361,399.93	350.17	843,140.46	1,361,399.31	350.13
0+060.00	843,140.07	1,361,404.70	350.14	843,141.98	1,361,404.12	350.1
0+065.00	843,141.48	1,361,409.50	350.11	843,143.40	1,361,408.96	350.07
0+070.00	843,142.78	1,361,414.33	350.09	843,144.71	1,361,413.83	350.05
0+075.00	843,143.97	1,361,419.18	350.05	843,145.92	1,361,418.73	350.01
0+080.00	843,145.06	1,361,424.06	349.9	843,147.01	1,361,423.65	349.86
0+085.00	843,146.04	1,361,428.97	349.63	843,148.00	1,361,428.59	349.59
0+090.00	843,146.91	1,361,433.89	349.34	843,148.89	1,361,433.56	349.3
0+095.00	843,147.68	1,361,438.83	349.05	843,149.66	1,361,438.54	349.01
0+100.00	843,148.34	1,361,443.78	348.76	843,150.33	1,361,443.54	348.72
0+105.00	843,148.89	1,361,448.75	348.47	843,150.88	1,361,448.56	348.43
0+110.00	843,149.33	1,361,453.73	348.18	843,151.33	1,361,453.58	348.14
0+115.00	843,149.67	1,361,458.72	347.89	843,151.66	1,361,458.61	347.85
0+120.00	843,149.89	1,361,463.72	347.6	843,151.89	1,361,463.65	347.56
0+125.00	843,150.01	1,361,468.72	347.31	843,152.01	1,361,468.69	347.27
0+130.00	843,150.02	1,361,473.72	347.05	843,152.02	1,361,473.74	347.01
0+135.00	843,149.91	1,361,478.72	346.81	843,151.91	1,361,478.78	346.77
0+140.00	843,149.70	1,361,483.71	346.56	843,151.70	1,361,483.82	346.52
0+145.00	843,149.38	1,361,488.70	346.31	843,151.38	1,361,488.85	346.27
0+150.00	843,148.96	1,361,493.68	346.02	843,150.95	1,361,493.88	345.98
0+155.00	843,148.42	1,361,498.65	345.7	843,150.41	1,361,498.89	345.66
0+160.00	843,147.78	1,361,503.61	345.38	843,149.76	1,361,503.89	345.34
0+165.00	843,147.09	1,361,508.56	345.05	843,149.07	1,361,508.84	345.01
0+170.00	843,146.39	1,361,513.52	344.73	843,148.38	1,361,513.79	344.69
0+175.00	843,145.70	1,361,518.47	344.41	843,147.69	1,361,518.74	344.37
0+180.00	843,145.01	1,361,523.42	344.08	843,147.00	1,361,523.70	344.04
0+185.00	843,144.31	1,361,528.37	343.76	843,146.28	1,361,528.67	343.72
0+190.00	843,143.49	1,361,533.30	343.44	843,145.45	1,361,533.65	343.4
0+195.00	843,142.54	1,361,538.21	343.12	843,144.50	1,361,538.61	343.08

BORDE IZQUIERDO

BORDE DERECHO

Station	Easting	Northing	Elevation	Easting	Northing	Elevation
0+200.00	843,141.48	1,361,543.10	342.82	843,143.43	1,361,543.54	342.78
0+205.00	843,140.38	1,361,547.97	342.56	843,142.33	1,361,548.42	342.52
0+210.00	843,139.27	1,361,552.85	342.31	843,141.22	1,361,553.29	342.27
0+215.00	843,138.17	1,361,557.73	342.05	843,140.12	1,361,558.17	342.01
0+220.00	843,137.07	1,361,562.60	341.79	843,139.02	1,361,563.05	341.75
0+225.00	843,135.97	1,361,567.48	341.54	843,137.92	1,361,567.92	341.5
0+230.00	843,134.44	1,361,572.09	341.32	843,136.39	1,361,572.54	341.28
0+235.00	843,133.31	1,361,576.96	341.12	843,135.26	1,361,577.41	341.08
0+240.00	843,132.18	1,361,581.83	340.9	843,134.13	1,361,582.29	340.86
0+245.00	843,131.05	1,361,586.70	340.66	843,133.00	1,361,587.16	340.62
0+250.00	843,129.92	1,361,591.58	340.4	843,131.87	1,361,592.03	340.36
0+255.00	843,128.79	1,361,596.45	340.13	843,130.74	1,361,596.90	340.09
0+260.00	843,127.67	1,361,601.32	339.84	843,129.61	1,361,601.77	339.8
0+265.00	843,126.54	1,361,606.19	339.53	843,128.49	1,361,606.64	339.49
0+270.00	843,125.67	1,361,611.11	339.23	843,127.64	1,361,611.44	339.19
0+275.00	843,124.84	1,361,616.04	338.93	843,126.81	1,361,616.37	338.89
0+280.00	843,124.01	1,361,620.97	338.63	843,125.99	1,361,621.30	338.59
0+285.00	843,123.19	1,361,625.90	338.32	843,125.16	1,361,626.23	338.28
0+290.00	843,122.36	1,361,630.84	338.01	843,124.33	1,361,631.17	337.97
0+295.00	843,121.53	1,361,635.77	337.7	843,123.51	1,361,636.10	337.66
0+300.00	843,120.79	1,361,640.71	337.39	843,122.78	1,361,640.95	337.35
0+305.00	843,120.35	1,361,645.69	337.09	843,122.34	1,361,645.81	337.05
0+310.00	843,120.22	1,361,650.69	336.81	843,122.22	1,361,650.68	336.77
0+315.00	843,120.40	1,361,655.68	336.55	843,122.39	1,361,655.55	336.51
0+320.00	843,120.89	1,361,660.66	336.31	843,122.87	1,361,660.40	336.27
0+325.00	843,121.69	1,361,665.59	336.09	843,123.65	1,361,665.21	336.05
0+330.00	843,122.69	1,361,670.49	335.88	843,124.65	1,361,670.09	335.84
0+335.00	843,123.69	1,361,675.39	335.7	843,125.65	1,361,674.99	335.66
0+340.00	843,124.80	1,361,680.27	335.53	843,126.74	1,361,679.79	335.49
0+345.00	843,125.99	1,361,685.12	335.38	843,127.93	1,361,684.65	335.34
0+350.00	843,127.18	1,361,689.98	335.26	843,129.12	1,361,689.50	335.22
0+355.00	843,128.36	1,361,694.84	335.14	843,130.31	1,361,694.36	335.1
0+360.00	843,129.55	1,361,699.69	335.01	843,131.49	1,361,699.22	334.97
0+365.00	843,130.74	1,361,704.55	334.89	843,132.68	1,361,704.07	334.85
0+370.00	843,131.93	1,361,709.41	334.77	843,133.87	1,361,708.93	334.73
0+375.00	843,132.89	1,361,714.31	334.65	843,134.86	1,361,713.94	334.61
0+380.00	843,133.83	1,361,719.22	334.53	843,135.79	1,361,718.85	334.49
0+385.00	843,134.76	1,361,724.14	334.41	843,136.72	1,361,723.76	334.37
0+390.00	843,135.69	1,361,729.05	334.31	843,137.66	1,361,728.67	334.27
0+395.00	843,136.63	1,361,733.96	334.23	843,138.59	1,361,733.59	334.19

BORDE IZQUIERDO

BORDE DERECHO

Station	Easting	Northing	Elevation	Easting	Northing	Elevation
0+400.00	843,137.56	1,361,738.87	334.16	843,139.53	1,361,738.50	334.12
0+405.00	843,138.50	1,361,743.78	334.1	843,140.46	1,361,743.41	334.06
0+410.00	843,139.43	1,361,748.69	334.05	843,141.40	1,361,748.32	334.01
0+415.00	843,140.37	1,361,753.61	334.02	843,142.33	1,361,753.23	333.98
0+420.00	843,141.30	1,361,758.52	334	843,143.27	1,361,758.14	333.96
0+425.00	843,142.44	1,361,763.38	333.99	843,144.36	1,361,762.83	333.95
0+430.00	843,143.82	1,361,768.19	333.99	843,145.74	1,361,767.64	333.95
0+435.00	843,145.20	1,361,772.99	333.99	843,147.12	1,361,772.44	333.95
0+440.00	843,146.58	1,361,777.80	334.01	843,148.50	1,361,777.24	333.97
0+445.00	843,148.12	1,361,782.55	334.04	843,150.01	1,361,781.87	334
0+450.00	843,149.97	1,361,787.20	334.08	843,151.80	1,361,786.41	334.04
0+455.00	843,152.10	1,361,791.72	334.14	843,153.88	1,361,790.82	334.1
0+460.00	843,154.50	1,361,796.10	334.21	843,156.23	1,361,795.09	334.17
0+465.00	843,157.18	1,361,800.33	334.29	843,158.84	1,361,799.20	334.25
0+470.00	843,160.12	1,361,804.37	334.39	843,161.70	1,361,803.16	334.35
0+475.00	843,163.25	1,361,808.27	334.48	843,164.68	1,361,806.87	334.44
0+480.00	843,166.75	1,361,811.84	334.57	843,168.17	1,361,810.44	334.53
0+485.00	843,170.24	1,361,815.41	334.66	843,171.67	1,361,814.01	334.62
0+490.00	843,173.74	1,361,818.98	334.76	843,175.17	1,361,817.58	334.72
0+495.00	843,176.44	1,361,822.98	334.85	843,178.44	1,361,823.12	334.81
0+500.00	843,173.84	1,361,827.18	334.94	843,175.45	1,361,828.37	334.9
0+505.00	843,172.98	1,361,831.78	335.26	843,174.76	1,361,830.85	335.22
0+510.00	843,175.77	1,361,835.93	335.39	843,177.42	1,361,834.80	335.35
0+514.02	843,178.03	1,361,839.25	335.48	843,179.68	1,361,838.13	335.44

Volume Report

Project: E:\Proyectos 2015\TNM\000 Cucuta\C3D Topo Patios 11-Abr-14.dwg

Alignment: Eje 01 Juana Paula

Sample Line Group: SL JP1

Start Sta: 0+010.000

End Sta: 0+508.534

Station	Cut Area (Sq.m.)	Cut Volume (Cu.m.)	Reusable Volume (Cu.m.)	Fill Area (Sq.m.)	Fill Volume (Cu.m.)	Cum. Cut Vol. (Cu.m.)	Cum. Reusable Vol. (Cu.m.)	Cum. Fill Vol. (Cu.m.)	Cum. Net Vol. (Cu.m.)
0+010.000	0.45	0	0	0	0	0	0	0	0
0+020.000	0.28	3.63	3.63	0	0	3.63	3.63	0	3.63
0+023.986	0.23	1	1	0	0	4.63	4.63	0	4.63
0+030.000	0.31	1.61	1.61	0	0	6.24	6.24	0.01	6.23
0+032.000	0.25	0.55	0.55	0.01	0.02	6.8	6.8	0.03	6.77
0+040.000	0.26	2.05	2.05	0	0.05	8.85	8.85	0.08	8.77
0+050.000	0	1.32	1.32	0	0	10.16	10.16	0.08	10.09
0+060.000	0	0	0	1.31	6.57	10.16	10.16	6.65	3.51
0+070.000	0	0	0	2.05	16.85	10.16	10.16	23.5	-13.34
0+080.000	0	0	0	2.83	24.5	10.16	10.16	48.01	-37.84
0+090.000	0	0	0	3.05	29.56	10.16	10.16	77.57	-67.4
0+090.381	0	0	0	3.25	1.2	10.16	10.16	78.77	-68.61
0+100.000	0	0	0	3.89	34.48	10.16	10.16	113.25	-103.09
0+110.000	0	0	0	4.25	40.86	10.16	10.16	154.11	-143.95
0+120.000	0.04	0.21	0.21	3.1	36.9	10.37	10.37	191.02	-180.65
0+130.000	0	0.21	0.21	3.81	34.69	10.58	10.58	225.71	-215.13
0+140.000	0	0	0	0	19.12	10.58	10.58	244.83	-234.25
0+146.000	0.02	0.07	0.07	3.91	11.77	10.64	10.64	256.6	-245.96
0+150.000	0.06	0.17	0.17	3.3	14.4	10.81	10.81	271	-260.2
0+156.776	0	0.21	0.21	2.38	19.31	11.01	11.01	290.32	-279.3
0+160.000	0	0	0	2.02	7.09	11.01	11.01	297.4	-286.39
0+170.000	0	0	0	0.51	12.62	11.01	11.01	310.02	-299.01
0+180.000	0	0	0	0.56	5.34	11.01	11.01	315.35	-304.34
0+182.455	0	0	0	0.57	1.39	11.01	11.01	316.74	-305.73
0+190.000	0	0	0	2.78	12.73	11.01	11.01	329.48	-318.46
0+190.909	0	0	0	2.71	2.49	11.01	11.01	331.97	-320.96
0+199.362	0	0	0	2.68	22.92	11.01	11.01	354.89	-343.87
0+200.000	0	0	0	2.63	1.69	11.01	11.01	356.58	-345.57
0+210.000	0	0	0	2.21	24.22	11.01	11.01	380.8	-369.78
0+220.000	0	0	0	0.5	13.57	11.01	11.01	394.37	-383.36
0+226.000	0	0	0	0.49	3.38	11.01	11.01	397.75	-386.73
0+226.249	0	0	0	0.47	0.12	11.01	11.01	397.86	-386.85
0+226.955	0	0	0	0.52	-0.08	11.01	11.01	397.78	-386.77
0+230.000	0	0	0	0.3	1.25	11.01	11.01	399.03	-388.02
0+240.000	0	0	0	0.33	3.16	11.01	11.01	402.19	-391.18
0+250.000	0.24	1.2	1.2	0	1.65	12.21	12.21	403.84	-391.63
0+260.000	0.18	2.11	2.11	0.11	0.55	14.32	14.32	404.39	-390.07
0+265.994	0.37	1.63	1.63	0.08	0.56	15.96	15.96	404.95	-389
0+270.000	1.59	3.93	3.93	0	0.16	19.89	19.89	405.11	-385.22
0+280.000	1.49	15.43	15.43	0	0	35.32	35.32	405.11	-369.79
0+290.000	1.74	16.18	16.18	0	0	51.5	51.5	405.11	-353.61
0+296.581	1.6	10.99	10.99	0	0	62.49	62.49	405.11	-342.62
0+300.000	1.97	6.02	6.02	0	0	68.51	68.51	405.11	-336.6
0+310.000	0.26	10.99	10.99	0	0	79.5	79.5	405.11	-325.61
0+311.309	0.23	0.32	0.32	0	0	79.82	79.82	405.11	-325.29
0+320.000	0.46	2.94	2.94	0	0	82.76	82.76	405.11	-322.35
0+326.036	0.27	2.18	2.18	0	0	84.94	84.94	405.12	-320.18
0+330.000	0.47	1.47	1.47	0	0	86.41	86.41	405.12	-318.71

Volume Report

Project: E:\Proyectos 2015\TNM\000 Cucuta\C3D Topo Patios 11-Abr-14.dwg

Alignment: Eje 01 Juana Paula

Sample Line Group: SL JP1

Start Sta: 0+010.000

End Sta: 0+508.534

0+337.461	0.28	2.78	2.78	0	0	89.19	89.19	405.12	-315.92
0+340.000	0.7	1.25	1.25	0	0	90.44	90.44	405.12	-314.68
0+350.000	0.52	6.08	6.08	0	0	96.52	96.52	405.12	-308.6
0+360.000	1.02	7.65	7.65	0	0	104.17	104.17	405.12	-300.95
0+370.000	0.15	5.81	5.81	0	0	109.98	109.98	405.12	-295.13
0+370.819	0.1	0.11	0.11	0	0	110.1	110.1	405.12	-295.02
0+380.000	0.14	1.15	1.15	0	0	111.24	111.24	405.12	-293.88
0+390.000	0.68	4.12	4.12	0	0	115.36	115.36	405.12	-289.76
0+400.000	0.15	4.15	4.15	0	0	119.51	119.51	405.12	-285.62
0+410.000	0.31	2.32	2.32	0	0	121.83	121.83	405.13	-283.3
0+420.000	0.49	4.03	4.03	0	0	125.85	125.85	405.13	-279.27
0+423.028	0.53	1.49	1.49	0	0	127.34	127.34	405.13	-277.78
0+430.000	0.62	3.99	3.99	0	0	131.33	131.33	405.13	-273.79
0+439.920	0.66	6.35	6.35	0	0	137.69	137.69	405.13	-267.44
0+440.000	0.66	0.05	0.05	0	0	137.74	137.74	405.13	-267.38
0+450.000	0.5	5.72	5.72	0	0	143.47	143.47	405.13	-261.66
0+454.851	0.52	2.43	2.43	0	0	145.9	145.9	405.13	-259.23
0+460.000	0.59	2.8	2.8	0	0	148.7	148.7	405.13	-256.43
0+469.782	0.8	6.67	6.67	0	0	155.37	155.37	405.13	-249.76
0+470.000	0.78	0.17	0.17	0	0	155.54	155.54	405.13	-249.59
0+474.245	0.91	3.47	3.47	0	0	159.01	159.01	405.13	-246.12
0+480.000	1.08	5.74	5.74	0	0	164.75	164.75	405.13	-240.38
0+490.000	0.93	10.06	10.06	0	0	174.81	174.81	405.13	-230.32
0+493.061	0.84	2.79	2.79	0	0	177.6	177.6	405.13	-227.53
0+494.900	0.49	1.68	1.68	0	0	179.28	179.28	405.13	-225.84
0+496.738	0.32	1.01	1.01	0	0	180.29	180.29	405.13	-224.84
0+500.000	0.3	1.02	1.02	0	0	181.31	181.31	405.13	-223.82
0+501.166	0.28	0.32	0.32	0	0	181.63	181.63	405.13	-223.5
0+503.423	0.32	0.49	0.49	0	0	182.12	182.12	405.13	-223.01
0+505.679	0.13	0.41	0.41	0	0	182.53	182.53	405.13	-222.59
0+508.534	0.27	0.57	0.57	0	0	183.1	183.1	405.13	-222.03



Client:

Client

Client Company

Address 1

Date: 19/03/2015 01:00:13 p.m.

Corridor Name: CR JP 1

Description:

Base Alignment Name: Eje 01 Juana Paula

Sample Line Group Name: SL JP1

Link Code Name: Top

Station Range: Start: 0+000.00, End: 0+514.02

Eje 01

Juana

Paula

Station:

0+010.00

Code	Daylight	Ditch In	ETW	
Offset	-0.000m	0.000m	2.000m	
Elevation	352.993m	352.978m	352.938m	
Slope	02:40.0	02:40.0	-2.00%	
Easting	843,120.622 5	843,120.622 6	843,122.406 3	
Northing	1,361,358.72 58	1,361,358.72 57	1,361,357.82 10	

Eje 01

Juana

Paula

Station:

0+020.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.000m	0.000m	2.000m	
Elevation	352.403m	352.450m	352.410m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,125.145 5	843,125.145 9	843,126.929 6	
Northing	1,361,367.64 44	1,361,367.64 42	1,361,366.73 96	

Eje 01

Juana

Paula

Station:
0+030.00

Code	Daylight	Ditch In	ETW	
Offset	-0.001m	0.000m	2.000m	
Elevation	351.766m	351.683m	351.643m	
Slope	02:40.0	02:40.0	-2.00%	
Easting	843,129.478 8	843,129.479 6	843,131.300 4	
Northing	1,361,376.65 59	1,361,376.65 55	1,361,375.82 82	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+040.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.001m	0.000m	2.000m	
Elevation	350.611m	350.673m	350.633m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,133.415 9	843,133.416 4	843,135.271 6	
Northing	1,361,385.84 73	1,361,385.84 71	1,361,385.09 99	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+050.00

Code	Daylight	Ditch In	ETW	
Offset	-0.004m	0.000m	2.000m	
Elevation	350.570m	350.194m	350.154m	
Slope	02:40.0	02:40.0	-2.00%	
Easting	843,136.945 5	843,136.949 1	843,138.835 0	
Northing	1,361,395.20 27	1,361,395.20 15	1,361,394.53 59	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+060.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	Daylight
Offset	-0.007m	0.000m	2.000m	2.011m
Elevation	349.426m	350.140m	350.100m	349.017m
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,140.063 8	843,140.070 7	843,141.983 9	843,141.994 2
Northing	1,361,404.70 30	1,361,404.70 10	1,361,404.11 81	1,361,404.11 50

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+070.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	Daylight
Offset	-0.011m	0.000m	2.000m	2.015m
Elevation	349.011m	350.086m	350.046m	348.555m
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,142.764 9	843,142.775 3	843,144.712 1	843,144.726 5
Northing	1,361,414.33 01	1,361,414.32 74	1,361,413.82 85	1,361,413.82 48

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+080.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	Daylight
Offset	-0.013m	0.000m	2.000m	2.020m
Elevation	348.562m	349.897m	349.857m	347.886m
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,145.044 9	843,145.057 9	843,147.014 6	843,147.033 9
Northing	1,361,424.06 54	1,361,424.06 26	1,361,423.64 86	1,361,423.64 45

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+090.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	Daylight
Offset	-0.015m	0.000m	2.000m	2.020m
Elevation	347.800m	349.338m	349.298m	347.285m
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,146.898 9	843,146.914 1	843,148.887 0	843,148.906 8
Northing	1,361,433.89 06	1,361,433.88 80	1,361,433.55 97	1,361,433.55 64

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+100.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	Daylight
Offset	-0.022m	0.000m	2.000m	2.022m
Elevation	346.573m	348.758m	348.718m	346.529m
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,148.318 7	843,148.340 4	843,150.325 7	843,150.347 4
Northing	1,361,443.78 76	1,361,443.78 50	1,361,443.54 29	1,361,443.54 03

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+110.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	Daylight
Offset	-0.003m	0.000m	2.000m	2.025m
Elevation	347.910m	348.178m	348.138m	345.652m
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,149.331 3	843,149.334 0	843,151.327 9	843,151.352 7
Northing	1,361,453.73 49	1,361,453.73 47	1,361,453.57 94	1,361,453.57 75

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+120.00

Code	Daylight	Ditch In	ETW	Daylight
Offset	-0.003m	0.000m	2.000m	2.021m
Elevation	347.875m	347.598m	347.558m	345.420m
Slope	02:40.0	02:40.0	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,149.890 3	843,149.893 0	843,151.891 9	843,151.913 2
Northing	1,361,463.71 84	1,361,463.71 83	1,361,463.65 00	1,361,463.64 93

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+130.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	Daylight
Offset	-0.009m	0.000m	2.000m	2.025m
Elevation	346.140m	347.052m	347.012m	344.523m
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,150.007 4	843,150.016 5	843,152.016 4	843,152.041 3
Northing	1,361,473.71 66	1,361,473.71 67	1,361,473.73 56	1,361,473.73 59

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+140.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	Daylight
Offset	-0.027m	0.000m	2.000m	2.027m
Elevation	343.889m	346.559m	346.519m	343.794m
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,149.677 5	843,149.704 2	843,151.701 4	843,151.728 6
Northing	1,361,483.70 96	1,361,483.71 11	1,361,483.81 71	1,361,483.81 85

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+150.00

Code	Daylight	Ditch In	ETW	Daylight
Offset	-0.003m	0.000m	2.000m	2.021m
Elevation	346.359m	346.021m	345.981m	343.841m
Slope	02:40.0	02:40.0	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,148.953 2	843,148.956 6	843,150.947 3	843,150.968 6
Northing	1,361,493.68 20	1,361,493.68 23	1,361,493.87 52	1,361,493.87 73

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+160.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	Daylight
Offset	-0.012m	0.000m	2.000m	2.013m
Elevation	344.223m	345.375m	345.335m	344.069m
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,147.764 1	843,147.775 5	843,149.756 4	843,149.768 9
Northing	1,361,503.60 99	1,361,503.61 15	1,361,503.88 76	1,361,503.88 94

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+170.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	Daylight
Offset	-0.005m	0.000m	2.000m	2.006m
Elevation	344.277m	344.729m	344.689m	344.108m
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,146.390 4	843,146.394 9	843,148.375 7	843,148.381 5
Northing	1,361,513.51 51	1,361,513.51 57	1,361,513.79 19	1,361,513.79 27

Eje 01
Juana
Paula

Station:
 0+180.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	Daylight
Offset	-0.005m	0.000m	2.000m	2.006m
Elevation	343.597m	344.084m	344.044m	343.483m
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,145.009 4	843,145.014 2	843,146.995 0	843,147.000 6
Northing	1,361,523.41 93	1,361,523.42 00	1,361,523.69 61	1,361,523.69 69

Eje 01
 Juana
 Paula

Station:
 0+190.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	Daylight
Offset	-0.003m	0.000m	2.000m	2.028m
Elevation	343.093m	343.438m	343.398m	340.593m
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,143.482 3	843,143.485 7	843,145.454 4	843,145.482 0
Northing	1,361,533.30 10	1,361,533.30 16	1,361,533.65 41	1,361,533.65 91

Eje 01
 Juana
 Paula

Station:
 0+200.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	Daylight
Offset	-0.006m	0.000m	2.000m	2.025m
Elevation	342.224m	342.821m	342.781m	340.253m
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,141.474 2	843,141.480 0	843,143.430 8	843,143.455 4
Northing	1,361,543.09 61	1,361,543.09 74	1,361,543.53 86	1,361,543.54 42

Eje 01
 Juana
 Paula

Station:
0+210.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	Daylight
Offset	-0.006m	0.000m	2.000m	2.021m
Elevation	341.747m	342.307m	342.267m	340.124m
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,139.268 7	843,139.274 2	843,141.224 9	843,141.245 8
Northing	1,361,552.84 99	1,361,552.85 11	1,361,553.29 23	1,361,553.29 70

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+220.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	Daylight
Offset	-0.003m	0.000m	2.000m	2.007m
Elevation	341.491m	341.793m	341.753m	341.057m
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	1:-100.00
Easting	843,137.065 4	843,137.068 3	843,139.019 1	843,139.025 9
Northing	1,361,562.60 41	1,361,562.60 48	1,361,563.04 59	1,361,563.04 75

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+230.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.004m	0.000m	2.000m	
Elevation	340.952m	341.319m	341.279m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,134.434 4	843,134.437 9	843,136.386 3	
Northing	1,361,572.09 09	1,361,572.09 17	1,361,572.54 32	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+240.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.004m	0.000m	2.000m	
Elevation	340.516m	340.895m	340.855m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,132.176 8	843,132.180 5	843,134.128 9	
Northing	1,361,581.83 28	1,361,581.83 36	1,361,582.28 51	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+250.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.001m	0.000m	2.000m	
Elevation	340.281m	340.402m	340.362m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,129.921 9	843,129.923 1	843,131.871 5	
Northing	1,361,591.57 52	1,361,591.57 55	1,361,592.02 70	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+260.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.005m	0.000m	2.000m	
Elevation	339.337m	339.837m	339.797m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,127.660 8	843,127.665 7	843,129.614 1	
Northing	1,361,601.31 62	1,361,601.31 74	1,361,601.76 88	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+270.00

Code	Daylight	Ditch_In	ETW	Daylight
Offset	-0.003m	0.000m	2.000m	2.008m
Elevation	339.496m	339.231m	339.191m	340.017m
Slope	02:40.0	02:40.0	-2.00%	02:40.0
Easting	843,125.663 1	843,125.665 7	843,127.638 2	843,127.646 4
Northing	1,361,611.11 01	1,361,611.11 06	1,361,611.44 11	1,361,611.44 25

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+280.00

Code	Daylight	Ditch_In	ETW	Daylight
Offset	-0.001m	0.000m	2.000m	2.008m
Elevation	338.697m	338.625m	338.585m	339.367m
Slope	02:40.0	02:40.0	-2.00%	02:40.0
Easting	843,124.012 3	843,124.013 0	843,125.985 5	843,125.993 2
Northing	1,361,620.97 29	1,361,620.97 31	1,361,621.30 36	1,361,621.30 49

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+290.00

Code	Daylight	Ditch_In	ETW	Daylight
Offset	-0.005m	0.000m	2.000m	2.007m
Elevation	338.515m	338.012m	337.972m	338.706m
Slope	02:40.0	02:40.0	-2.00%	02:40.0
Easting	843,122.355 3	843,122.360 2	843,124.332 7	843,124.340 0
Northing	1,361,630.83 47	1,361,630.83 55	1,361,631.16 61	1,361,631.16 73

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+300.00

Code	Daylight	Ditch In	ETW	Daylight
Offset	-0.004m	0.000m	2.000m	2.010m
Elevation	337.802m	337.390m	337.350m	338.313m
Slope	02:40.0	02:40.0	-2.00%	02:40.0
Easting	843,120.786 7	843,120.790 8	843,122.776 4	843,122.785 9
Northing	1,361,640.71 02	1,361,640.71 07	1,361,640.95 04	1,361,640.95 15

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+310.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.001m	0.000m	2.000m	
Elevation	336.672m	336.812m	336.772m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,120.213 6	843,120.215 0	843,122.215 0	
Northing	1,361,650.68 76	1,361,650.68 76	1,361,650.67 78	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+320.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.002m	0.000m	2.000m	
Elevation	336.110m	336.309m	336.269m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,120.885 7	843,120.887 6	843,122.870 8	
Northing	1,361,660.65 86	1,361,660.65 84	1,361,660.39 94	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+330.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.002m	0.000m	2.000m	
Elevation	335.672m	335.883m	335.843m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,122.687 6	843,122.689 7	843,124.649 0	
Northing	1,361,670.49 22	1,361,670.49 18	1,361,670.09 02	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+340.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.001m	0.000m	2.000m	
Elevation	335.429m	335.532m	335.492m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,124.799 2	843,124.800 2	843,126.742 9	
Northing	1,361,680.26 53	1,361,680.26 51	1,361,679.78 99	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+350.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.001m	0.000m	2.000m	
Elevation	335.175m	335.257m	335.217m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,127.175 0	843,127.175 8	843,129.118 6	
Northing	1,361,689.97 90	1,361,689.97 88	1,361,689.50 37	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+360.00

Code	Daylight	Ditch In	ETW	
Offset	-0.000m	0.000m	2.000m	
Elevation	335.054m	335.014m	334.974m	
Slope	02:40.0	02:40.0	-2.00%	
Easting	843,129.551 1	843,129.551 5	843,131.494 2	
Northing	1,361,699.69 26	1,361,699.69 25	1,361,699.21 74	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+370.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.002m	0.000m	2.000m	
Elevation	334.583m	334.772m	334.732m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,131.925 3	843,131.927 1	843,133.869 9	
Northing	1,361,709.40 67	1,361,709.40 62	1,361,708.93 11	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+380.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.002m	0.000m	2.000m	
Elevation	334.347m	334.529m	334.489m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,133.823 4	843,133.825 2	843,135.789 9	
Northing	1,361,719.22 40	1,361,719.22 37	1,361,718.84 98	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+390.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.000m	0.000m	2.000m	
Elevation	334.312m	334.314m	334.274m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,135.694 5	843,135.694 5	843,137.659 3	
Northing	1,361,729.04 74	1,361,729.04 74	1,361,728.67 36	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+400.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.002m	0.000m	2.000m	
Elevation	333.973m	334.155m	334.115m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,137.562 1	843,137.563 9	843,139.528 6	
Northing	1,361,738.87 15	1,361,738.87 12	1,361,738.49 73	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+410.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.002m	0.000m	2.000m	
Elevation	333.851m	334.052m	334.012m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,139.431 3	843,139.433 2	843,141.398 0	
Northing	1,361,748.69 53	1,361,748.69 49	1,361,748.32 10	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+420.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.001m	0.000m	2.000m	
Elevation	333.885m	334.004m	333.964m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,141.301 4	843,141.302 6	843,143.267 3	
Northing	1,361,758.51 88	1,361,758.51 86	1,361,758.14 47	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+430.00

Code	Daylight	Ditch In	ETW	
Offset	-0.000m	0.000m	2.000m	
Elevation	334.002m	333.987m	333.947m	
Slope	02:40.0	02:40.0	-2.00%	
Easting	843,143.815 2	843,143.815 3	843,145.737 6	
Northing	1,361,768.18 91	1,361,768.18 91	1,361,767.63 71	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+440.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.001m	0.000m	2.000m	
Elevation	333.951m	334.010m	333.970m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,146.575 3	843,146.575 9	843,148.495 9	
Northing	1,361,777.80 07	1,361,777.80 05	1,361,777.24 05	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+450.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.001m	0.000m	2.000m	
Elevation	333.960m	334.084m	334.044m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,149.966 5	843,149.967 7	843,151.802 9	
Northing	1,361,787.20 13	1,361,787.20 08	1,361,786.40 58	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+460.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.001m	0.000m	2.000m	
Elevation	334.158m	334.210m	334.170m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,154.504 5	843,154.505 0	843,156.226 7	
Northing	1,361,796.10 51	1,361,796.10 49	1,361,795.08 73	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+470.00

Code	Daylight	Ditch In	ETW	
Offset	-0.000m	0.000m	2.000m	
Elevation	334.423m	334.385m	334.345m	
Slope	02:40.0	02:40.0	-2.00%	
Easting	843,160.115 6	843,160.115 9	843,161.704 5	
Northing	1,361,804.37 49	1,361,804.37 46	1,361,803.15 97	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+480.00

Code	Daylight	Ditch In	ETW	
Offset	-0.002m	0.000m	2.000m	
Elevation	334.794m	334.572m	334.532m	
Slope	02:40.0	02:40.0	-2.00%	
Easting	843,166.743 4	843,166.745 0	843,168.173 8	
Northing	1,361,811.83 93	1,361,811.83 77	1,361,810.43 82	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+490.00

Code	Daylight	Ditch In	ETW	
Offset	-0.002m	0.000m	2.000m	
Elevation	334.966m	334.758m	334.718m	
Slope	02:40.0	02:40.0	-2.00%	
Easting	843,173.741 0	843,173.742 5	843,175.171 3	
Northing	1,361,818.98 30	1,361,818.98 16	1,361,817.58 21	

Eje 01
Juana
Paula

Station:
0+500.00

Code	Daylight	Hinge	ETW	
Offset	-0.001m	0.000m	2.000m	
Elevation	334.811m	334.945m	334.905m	
Slope	1:-100.00	1:-100.00	-2.00%	
Easting	843,173.839 3	843,173.840 4	843,175.445 3	
Northing	1,361,827.17 76	1,361,827.17 84	1,361,828.37 18	



PROYECTO

ESTUDIOS Y DISEÑOS

PROYECTO DE CONCESIÓN,

AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE DE SANTANDER



MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL **Versión 0**

RAMPAS PUENTE PEATONAL 11 NOVIEMBRE

Y

MURO SENDERO PEATONAL

CÚCUTA-NORTE DE SANTANDER., ABRIL 28 DE 2014

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	4
2	ESTUDIOS PREVIOS	4
3	NORMAS DE DISEÑO	5
4	RAMPAS DE ACCESO PUENTE ONCE DE NOVIEMBRE	5
4.1	PLANTA Y PERFIL ESTRUCTURAL DE LAS RAMPAS	6
4.2	SECCION TRANSVERSAL DE LA VIGA T	7
4.3	COLUMNAS	7
4.4	PARÁMETROS DE ANALISIS Y DISEÑO	8
4.4.1	MATERIALES	8
4.4.2	Acero de Refuerzo	8
4.5	EVALUACIÓN DE CARGAS	8
4.5.1	Carga Muerta	8
4.5.2	Carga Viva Peatonal	9
4.5.3	Cargas por Sismo	9
4.5.4	Carga de Viento	10
4.5.5	Fuerzas Térmicas	10
4.6	COMBINACIONES DE CARGA	11
4.7	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	12
4.8	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO	13
4.8.1	Diseño Rampa 1	13
4.8.2	Diseño Rampa 2	24
4.9	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS COLUMNAS	34
4.10	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS ZAPATAS	38
4.10.1	Diseño de Zapatas – Rampa 1	42
4.10.2	Diseño de Zapatas – Rampa 2	63
4.11	CALCULO DE DEFLEXIONES	78

4.12	CHEQUEO DE LA FRECUENCIA DE LA ESTRUCTURA	79
4.13	DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO	80
4.13.1	Neoprenos Rampa 1.....	80
4.13.2	Neoprenos Rampa 2.....	81
4.14	DISEÑO DE BORDILLOS POR METRO	83
5	MURO SENDERO EN CONCRETO REFORZADO	84
5.1	ALCANCE.....	84
5.2	METODOLOGÍA.....	84
5.3	MATERIALES.....	84
5.4	EVALUACIÓN DE CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA.....	85
5.4.1	Cargas en Superficie	85
5.4.2	Parámetros del Suelo	85
5.4.3	Combinaciones de Carga.....	87
5.5	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	88
5.5.1	Diseño Muros con altura entre los 2.5 y los 5.0 metros.....	88

TABLA DE CONTENIDO DE FIGURAS

Figura 1. Localización Rampas Pte. Peatonal 11 Noviembre y Muro Sendero Peatonal	4
Figura 2. Planta y Perfil de la Rampa de Acceso 1	6
Figura 3. Planta y Perfil de la Rampa de Acceso 2	6
Figura 4. Sección Transversal	7
Figura 5. Geometría de las Columnas	7
Figura 6. Espectro de Diseño	9
Figura 7. Modelo General de las Estructuras	12
Figura 8. Numeración de los Nodos de Apoyo - Modelo	38
Figura 9. Deflexión Máxima por Carga Viva en Viga	78
Figura 10. Deflexión Máxima por Cargas Muertas en Viga	79
Figura 11. Empujes Considerados en el Análisis	86

1 INTRODUCCIÓN

En la presente memoria se describen los cálculos realizados para el diseño estructural y la elaboración de los planos de dos obras: las rampas de acceso al puente peatonal Once de Noviembre sobre la vía a los Patios ubicado entre las Carreras 12 y 13 y el muro de contención para el sendero que permite la circulación peatonal desde el andén existente cerca del acceso a la urbanización Juana Paula con el andén localizado frente al parque recreacional en cercanías con la redoma Pinar del Río. Estas obras se sitúan al Sur de la ciudad de Cúcuta, departamento de Norte de Santander.

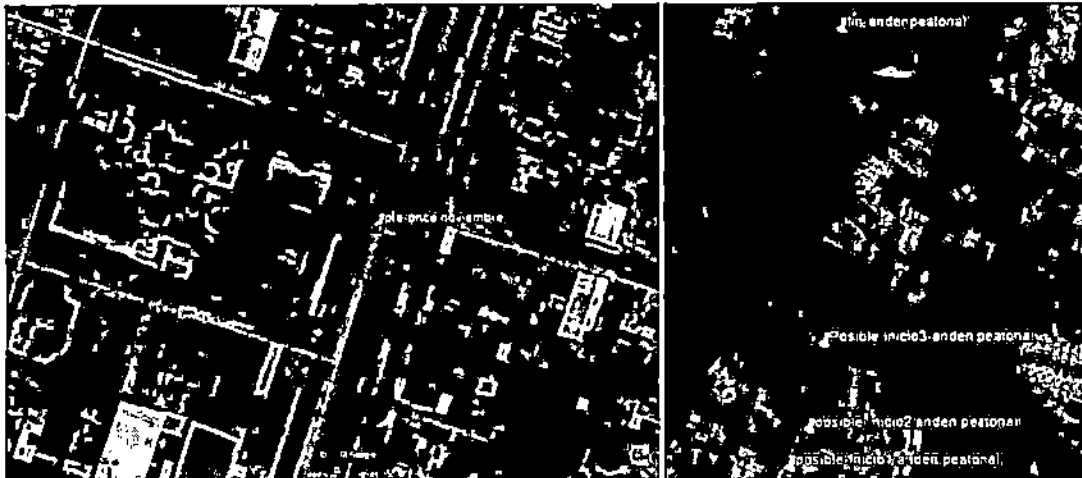


Figura 1. Localización Rampas Pte. Peatonal 11 Noviembre y Muro Sendero Peatonal

2 ESTUDIOS PREVIOS

- **Suelos y Geotecnia:** La información utilizada fue tomada del estudio de suelos suministrado.
- **Topografía y Diseño Geométrico Vial:** La topografía y el diseño geométrico adoptado para el proyecto fueron suministrados por el consorcio.
- **Diseño Arquitectónico:** La información utilizada fue tomada del diseño arquitectónico y de urbanismo suministrado.

3 NORMAS DE DISEÑO

- Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes 1995(CCP 200).
- Standard Specification for Design of Pedestrian Bridges 1997(AASHTO).
- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)

4 RAMPAS DE ACCESO PUENTE ONCE DE NOVIEMBRE

Las estructuras de las rampas 1 y 2 de acceso al puente Once de noviembre en general contemplan longitudes totales de 83.5 m y 78.5 m de longitud respectivamente. Las rampas 1 y 2 están constituidas por diez y ocho vanos respectivamente, desde el inicio a nivel del andén y entre ejes de columnas, hasta la llegada al puente existente. El ancho de las rampas es de 1.80 m, que comprende el paso peatonal de 1.50 m y dos bordillos externos de 0.15 m de ancho, donde se anclan las barandas metálicas.

El sistema de construcción de las rampas, se plantea en sitio sobre cimbra con un tablero compuesto por una viga de 0.60 m de altura, la cual comprende la losa de 0.20 m de espesor en concreto reforzado. Esta viga es continua de sección T y altura constante. Tanto el ancho inferior de la viga de 0.70 m, como el de la losa superior de 1.80 m permanecen constantes en toda su longitud.

La viga continua de las rampas quedará apoyada sobre las columnas, en su mayoría de forma monolítica con las mismas y en algunos casos, simplemente apoyada con almohadillas de neopreno reforzado. La cimentación de cada columna será superficial sobre zapatas aisladas, de acuerdo con el estudio de suelos suministrado.

Durante la construcción de las zapatas, el ingeniero geotecnista deberá comprobar el nivel del estrato portante para fundación.

4.1 PLANTA Y PERFIL ESTRUCTURAL DE LAS RAMPAS

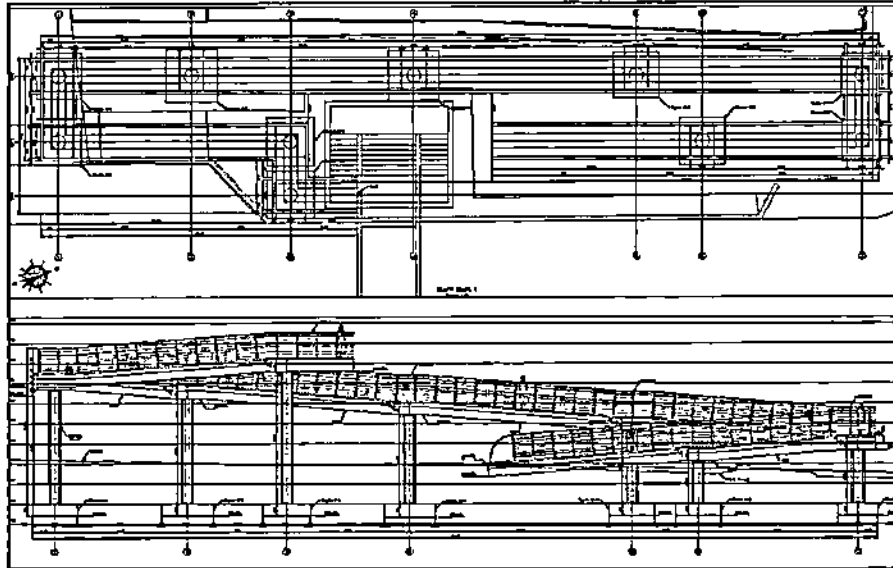


Figura 2. Planta y Perfil de la Rampa de Acceso 1

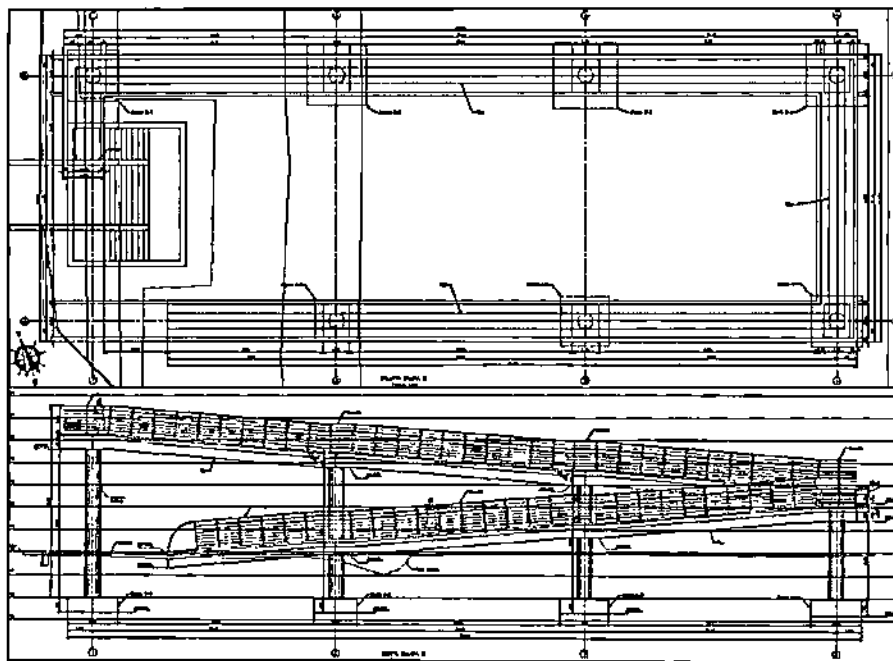


Figura 3. Planta y Perfil de la Rampa de Acceso 2

4.2 SECCION TRANSVERSAL DE LA VIGA T

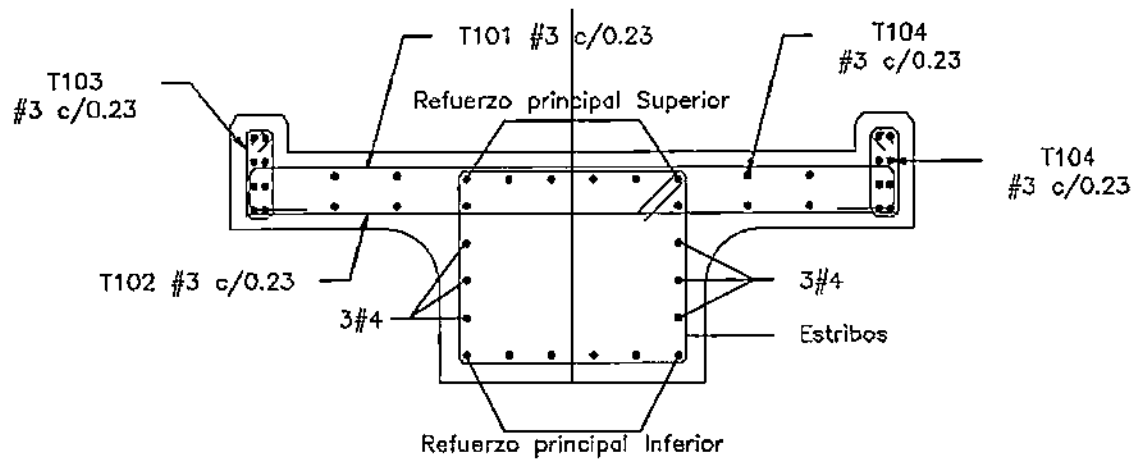


Figura 4. Sección Transversal

4.3 COLUMNAS

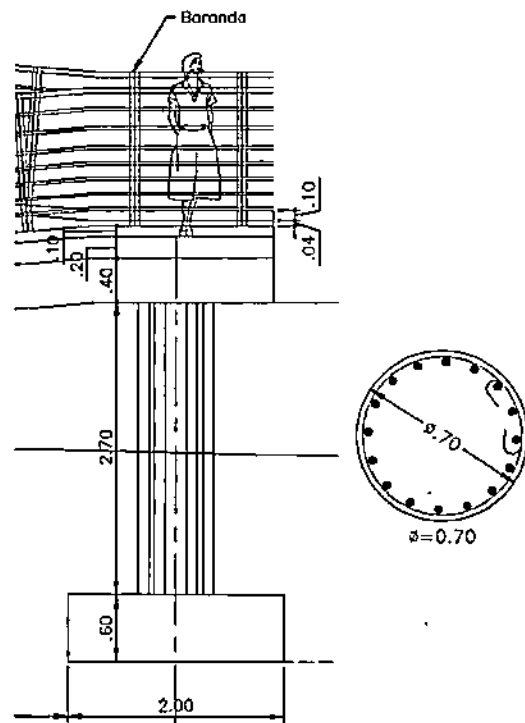


Figura 5. Geometría de las Columnas

4.4 PARÁMETROS DE ANALISIS Y DISEÑO

4.4.1 MATERIALES

4.4.1.1 Concreto para tablero, columnas y zapatas:

$$f'c = 4000 \text{ psi} = 280 \text{ kgf/cm}^2 = 28 \text{ MPa}$$

$$\text{Peso específico} = 2.4 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Módulo de elasticidad} = Ec = 2988 \text{ ksi} = 209160 \text{ kgf/cm}^2$$

4.4.2 Acero de Refuerzo

$$\text{A-60 } fy = 60000 \text{ psi} = 4200 \text{ kgf/cm}^2 = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Módulo de elasticidad} = Es = 30000 \text{ ksi} = 2100000 \text{ kgf/cm}^2 = 210000 \text{ MPa}$$

4.5 EVALUACIÓN DE CARGAS

La evaluación de cargas asumida para la estructura, es la establecida en los códigos referidos.

4.5.1 Carga Muerta

4.5.1.1 Peso Propio

Corresponde al peso de la estructura, para lo cual se utiliza el peso unitario definido para el concreto reforzado.

4.5.1.2 Cargas Permanentes

Cargas por unidad de longitud, incluyen bordillos y baranda.

$$\text{Bordillos} = 0.15 * 0.15 * 2.4 * 2 = 0.11 \text{ t/m}$$

$$\text{Barandas} = 0.15 * 2 = 0.30 \text{ t/m}$$

$$\text{Total} = 0.41 \text{ t/m}$$

4.5.2 Carga Viva Peatonal

La carga viva por peatones utilizada para el análisis es de 450 kg/m^2 en toda el área de las rampas.

$$\begin{aligned} \text{Carga Viva} &= 450 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Ancho útil} &= 1.50 \text{ m}^2 \\ w \text{ viva} &= 0.675 \text{ t/m} \end{aligned}$$

4.5.3 Cargas por Sismo

Los siguientes son los parámetros sísmicos que rigen las cargas por sismo según la Sección A.3.5 del CCP 200 y el Reglamento NSR-10:

- Clasificación por Importancia CCP 200, A.3.5.1.3, Grupo I (Puente Esencial)
- Mapa de zonificación sísmica del país, coeficientes A_a y A_v obtenidos de las Figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 respectivamente: $A_a = 0.35$ y $A_v = 0.30$, Zona de amenaza sísmica alta.
- Los efectos de sitio definidos según el Tipo de Perfil de Suelo = D dado por el Ing. Geotecnista, coeficientes F_a y F_v obtenidos de las Tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 respectivamente: $F_a = 1.10$ y $F_v = 1.60$
- Para el análisis sísmico se utiliza el espectro de diseño definido en la siguiente figura:

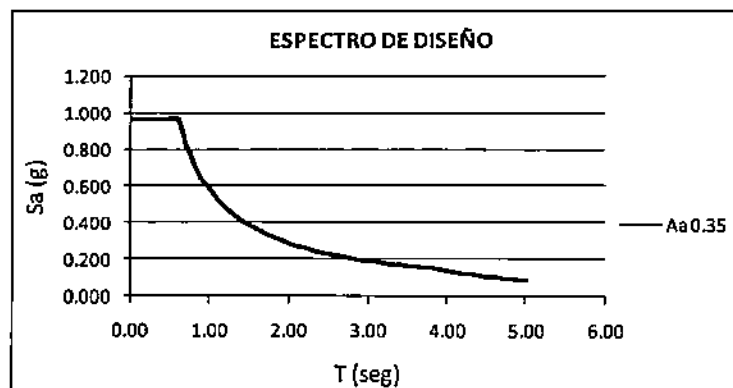


Figura 6. Espectro de Diseño

Se tienen en cuenta los efectos ortogonales mediante la asignación de la gravedad afectada por los porcentajes del 30% o 100% los cuales dependen de la dirección bajo estudio.

Combinación	% Aceleración en X	% Aceleración en Y
Sismo X	100	30
Sismo Y	30	100

Tabla 1. Casos de respuesta espectral analizados

Se realiza el procedimiento de análisis sísmico PAS 2. Método de respuesta espectral con varios modos de vibración.

4.5.4 Carga de Viento

Se utiliza una Carga de Viento equivalente a una Vel = 160 Km/h, según el Código CCP-200, (Numeral A.3.6.2.1), Fuerzas provenientes de la superestructura

- *Cargas sobre superestructura:*

Se calculan según el ángulo de viento con respecto al eje de la superestructura y el área expuesta con las cargas especificadas a continuación:

Angulo de Inclinación	Fuerza lateral en Kg/m ²	Fuerza lateral en Kg/m ²
0	245	0
15	215	29
30	200	59
45	161	78
60	83	93

Tabla 2. Cargas de Viento para la Superestructura

4.5.5 Fuerzas Térmicas

Se considera una variación de temperatura de 8°C en la viga continua, asumiendo una variación lineal de corta duración.

4.6 COMBINACIONES DE CARGA

TABLA DE COEFICIENTES

COLUMNA No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
GRUPO	γ	FACTOR β											
		D	L+I	CF	E	B	SF	W	W/L	LF	R+S+T	EQ	
METODO DE RESISTENCIA ULTIMA	I	1.30	β _D	1.67*	1	β _E	1	1	0	0	0	0	NO APLICA
	IA	1.30	β _D	0	1	β _E	1	1	0	0	0	0	
	II	1.30	β _D	0	0	β _E	1	1	1	0	0	0	
	III	1.30	β _D	1	1	β _E	1	1	0.3	1	1	0	
	IV	1.30	β _D	1	1	β _E	1	1	0	0	0	1	
	V	1.25	β _D	0	0	β _E	1	1	1	0	0	1	
	VI	1.25	β _D	1	1	β _E	1	1	0.3	1	1	1	
	VII	1.00	β _D	0	0	β _E	1	1	0	0	0	0	
	VIII	1.30	β _D	1	1	β _E	1	1	0	0	0	0	
	IX	1.20	β _D	0	0	β _E	1	1	1	0	0	0	
	X	1.30	1	1.67	0	β _E	0	0	0	0	0	0	
METODO DE ESFUERZOS ADMISIBLES	I	1	1	1	1	β _E	1	1	0	0	0	0	100
	IA	1	1	0	1	β _E	1	1	0	0	0	0	**
	II	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	125
	III	1	1	1	1	β _E	1	1	0.3	1	1	0	125
	IV	1	1	1	1	β _E	1	1	0	0	0	1	125
	V	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	140
	VI	1	1	1	1	β _E	1	1	0.3	1	1	1	140
	VII	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	133
	VIII	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	140
	IX	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	150
	X	1	1	1	0	β _E	0	0	0	0	0	0	100

*Se puede usar 1.25 en vez de 1.67 para vigas exteriores de piso, cuando la combinación de carga viva sobre andén y la carga viva de tráfico más impacto rige el diseño; la capacidad de la sección no debe ser menor que la requerida para carga viva de tráfico pesada solamente, con un factor igual a 1.67.
Se puede utilizar 1.0 en vez de 1.67 para diseño de placas de piso con combinación de cargas descritas en la sección A4.2.

β_E = 1.3 para presión lateral de tierras sobre muros de contención y marcos rígidos, sin incluir alcantarillas rígidas

β_E = 0.5 para presión lateral de tierras para momentos positivos en marcos rígidos, ver sección A3.11

β_E = 1.0 para presión vertical de tierras

β_D = 0.75 cuando se estudian elementos con mínima carga axial y máximo momento o máxima excentricidad para diseños de columnas

β_D = 1.0 cuando se estudian elementos con máxima carga axial y mínimo momento para diseño de columnas

β_D = 1.0 para elementos con flexión o tracción

β_D = 1.0 para alcantarillas rígidas

β_D = 1.5 para alcantarillas flexibles

Para el grupo X de cargas (alcantarillas) el factor β_E se debe multiplicar para cargas horizontales y verticales

Tabla 3. Combinaciones de Carga según CCP-200

4.7 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

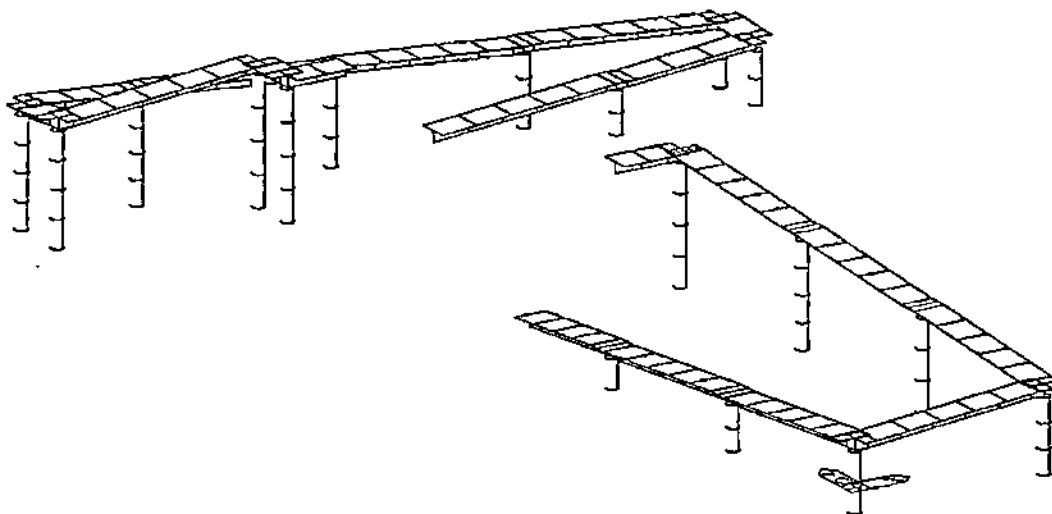


Figura 7. Modelo General de las Estructuras

Para el análisis y diseño de las rampas, se realizó un predimensionamiento con base en hojas de cálculo. A partir del predimensionamiento, se generó un modelo tridimensional de las estructuras, en el programa de análisis estructural Midas Civil, utilizando elementos tipo "Frame" con el cual se obtienen los esfuerzos máximos para el diseño estructural.

Las secciones se definieron con su forma y rigidez real, en las columnas se generaron apoyos fijos o tipo resorte con la rigidez equivalente de los apoyos de neopreno, para cada caso. Los apoyos de neopreno se definen como resortes con rigidez únicamente a compresión y lateral equivalente a sus propiedades.

Con los resultados obtenidos en el modelo tridimensional generado, para todas las combinaciones de carga, se realiza el diseño de las vigas, columnas, zapatas y demás elementos que componen las estructuras.

A continuación se presenta el análisis de esfuerzos máximos y el diseño estructural de los elementos.

4.8 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO

4.8.1 Diseño Rampa 1

PREDIMENSIONAMIENTO:

Ancho del tablero =	1.80 m
Ancho de viga =	0.70 m
Hlosa =	0.20 m
Número de vigas =	1

Altura de las vigas:

L total =	83.58 m
L cálculo =	11.70 m
H mín =	$0.033 \cdot L$
H mín viga =	0.39 m
H viga =	0.60 m

EVALUACIÓN DE CARGAS POR M²:

Carga muerta debido a la losa:

Peso propio de losa =	0.48 t/m ²
Peso propio bordillos =	0.06 t/m ²
$\Sigma =$	0.54 t/m ²

Carga viva peatonal:

w =	0.45 t/m ²
-----	-----------------------

DISEÑO DEL VOLADIZO:

Momento flector en el voladizo:

L vol =	0.55 m	
H losa en inicio vol =	0.20 m	
M cargas muertas vol =	0.17 t*m/m	
V cargas muertas vol =	0.47 t/m	
W viva peatonal =	0.68 t/m	
M carga viva vol =	0.14 t*m/m	
V carga viva vol =	0.68 t/m	
Mu vol =	0.51 t*m/m	
Vu vol =	2.07 t/m	
Brazo resultante =	0.25 m	OK

Cortante en el voladizo:

	$f_y =$	42000 t/m^2	
	$f_c =$	2800 t/m^2	
Esfuerzo admisible concreto:	$v_c = 0.53 * \sqrt{f_c}$		
	$v_c =$	88.69 t/m^2	
Grupo 1 de cargas:	$V_u =$	2.07 t/m	
	$d \text{ m} \text{ in} =$	0.028 m	
	$h \text{ m} \text{ in} =$	0.08 m	
Se adopta una altura de:	$h \text{ vol} =$	0.20 m	OK

REFUERZO EN EL VOLADIZO

	$d =$	0.15 m	
	$b =$	1.00 m	
Grupo 1 de cargas:	$M_u =$	0.51	
	$M_u = 0.9 * \rho * f_y * (1 - 0.59 * (\rho * f_y) / f_c) * b * d^2$		
	$\rho =$	0.002000	
	$A_s =$	2.90 cm^2	→ con ϕ No3: c / 0.245 m Arriba

REFUERZO PARA RETRACCIÓN Y FRAGUADO DEL CONCRETO

$A_s = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}$: con ϕ No3:	4.21 Barras	→ con ϕ No3: c / 0.238 m
---	-------------	-------------------------------

DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO EN LA LOSA / m

S / A.7.8.16.4

$$f_s = z / (d_c \cdot A)^{1/3}$$

$$z = 30500 \text{ kg/cm}$$

$$d_c = 5 \text{ cm}$$

$$A = A \text{ concreto tensión} / \# \text{ barras} = 197 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 3065 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6 f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

Para Máximos Momentos con Cargas de Servicio:

$$M_{cm} = 0.17 \text{ t-m}$$

$$M_{cv} = 0.14 \text{ t-m}$$

$$M_{total} = 0.30 \text{ t-m}$$

$$p = 0.002000$$

$$A_s = 2.90 \text{ cm}^2$$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

$$a / d = p \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c)$$

$$a / d = 0.035$$

$$a = 0.035 \cdot d$$

$$a = 0.005 \text{ m} < H_{losa}$$

Brazo : $d - a/2 = 0.14 \text{ m}$

$$T = 2.1 \text{ ton}$$

$$f_s = 734.74 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

DISEÑO DE LA VIGA:

Carga muerta:

$$\text{Peso propio de losa} = 0.88 \text{ t/m}$$

$$\text{Peso propio de la viga} = 0.67 \text{ t/m}$$

$$\text{Peso bordillos} = 0.11 \text{ t/m}$$

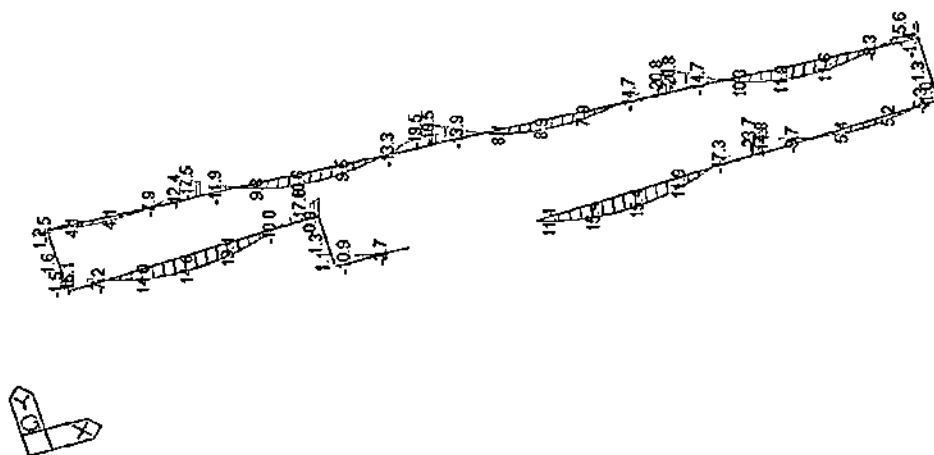
$$\text{Peso barandas} = 0.30 \text{ t/m}$$

$$W_{CM} \text{ peso propio} = 1.54 \text{ t/m}$$

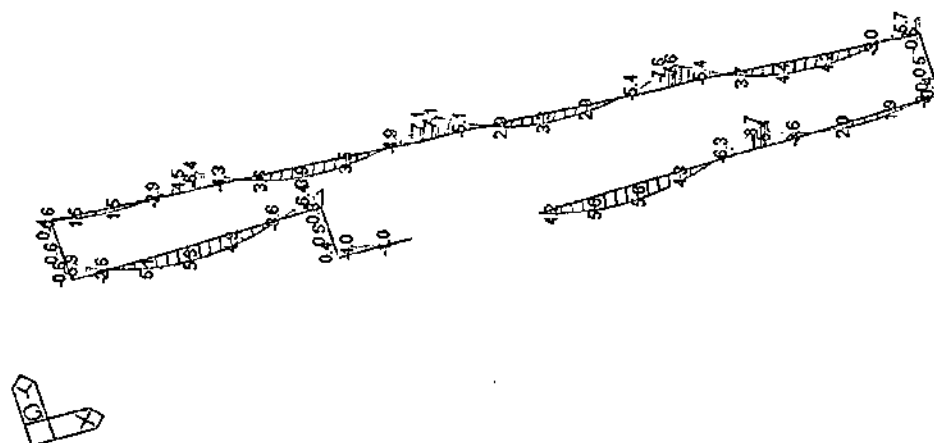
$$W_{CM} \text{ posterior} = 0.41 \text{ t/m}$$

$$W_{CM} \text{ total} = 1.94 \text{ t/m}$$

Resultados Carga Muerta Total Modelo:


$$W_{CV} = 0.68 \text{ V/m}$$

Resultados Carga Viva Modelo:



HIDAS/Civil	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	18.37
	11.81
	8.26
	4.70
	0.00
	-2.41
	-6.97
	-9.52
	-13.08
	-16.63
	-20.19
	-23.75

CB: CB_TOTAL

MAX :	94
MIN :	25

FILE: RAMPAS V1 -

UNIT: CONFIDENTIAL

DATE: 04/27/2014

VIEW-DIRECTION

$$X: -0.146$$
 $\gamma: -0.494$

Z: 0.857

KIDAN/Civil	
POST-PROCESSOR	
BEAN DIAGRAM	
MOMENT-Y	
	4.61
	4.31
	3.01
	1.71
	0.00
	-0.00
	-2.10
	-3.47
	-4.77
	-6.07
	-7.37
	-8.66

ST: CV

FAX : 94

FILE : 25

FILE: RANP45 V1 ..

UNIT: CONFIDENTIAL

DATE: 04/27/2014

VIEW-DIRECTION

 $\bar{x} = -0.145$

Y-0 424

Z: 0.657

M máx. carga muerta = 23.75 t-m
M máx. carga viva = 8.66 t-m
Mu máx. = 49.68 t-m

Verificando la distancia del bloque a compresión y la distribución del refuerzo para momento máximo:

d sup = 0.537 m
b = 1.80 m

$$Mu = 0.9 \cdot \rho \cdot fy \cdot (1 - 0.59 \cdot (\rho \cdot fy) / fc) \cdot b \cdot d^2$$

$$\rho = 0.002588$$

$$a / d = \rho \cdot fy / (0.85 \cdot fc)$$

$$a / d = 0.046$$

$$a = 0.046 \cdot d$$

$$a = 0.025 \text{ m}$$

< H losa sup. = 0.2 m

$$As = 25.03 \text{ cm}^2$$

barras requeridas = 5.0 con No8:

S / A.7.8.16.4

$$fs = z / (dc \cdot A)^{1/3}$$

$$M_{\text{servicio máx. CL}} = 32.41 \text{ t-m}$$

$$z = 30500 \text{ kg/cm}$$

$$dc = 5 \text{ cm}$$

barras colocado = 6.0 con ϕ No8:

$$As \text{ colocado} = 30.4 \text{ cm}^2$$

$$A = A \text{ concreto tensión} / \# \text{barras} =$$

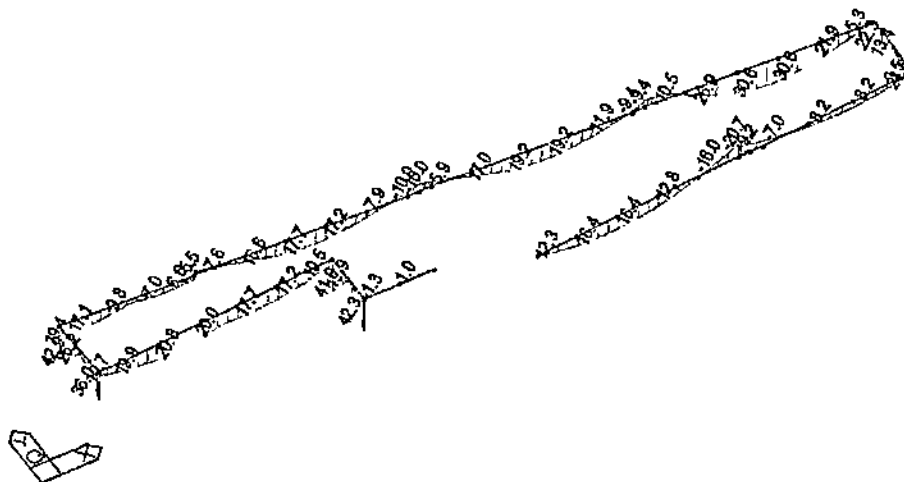
$$146 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_s &= 3385 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.6 f_y &= 2520 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Brazo : } d - a/2 &= 0.53 \text{ m} \\ T &= 61.7 \text{ ton} \\ f_s &= 2030.42 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Momento de fisuración

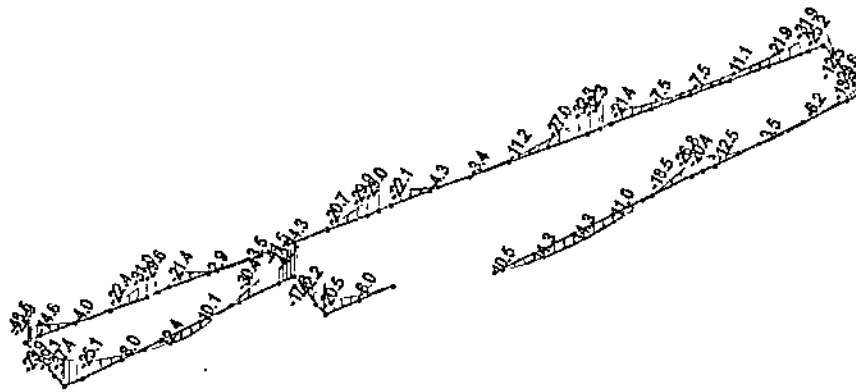
$$\begin{aligned} b &= 1.800 \text{ m} \\ d &= 0.537 \text{ m} \\ f_r &= 331.32 \text{ t/m}^2 \\ I_g &= 0.01260 \text{ m}^4 \\ Y_t &= 0.300 \text{ m} \\ M_{cr} &= 13.92 \text{ t-m} \\ M_n &= 16.70 \text{ t-m} \\ \rho_{\min} &= 0.000857 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Resultados Envolvente de Momento Máximo por Grupo VII de cargas Modelo:



KIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	42.87
	37.09
	31.31
	25.53
	19.75
	13.97
	8.19
	0.00
	-7.38
	-9.16
	-14.94
	-20.72
CROSS: ENVOLVING	
MAX :	44
MIN :	25
FILE:	RAMPAS_VI_~
UNIT:	ton-m
DATE:	04/27/2014
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.349
Y:	-0.593
Z:	0.723

Resultados Envolvente de Momento Mínimo por Grupo VII de cargas Modelo:



DISÑO A FLECCIÓN:

VIGA Ltotal = 83.58 m

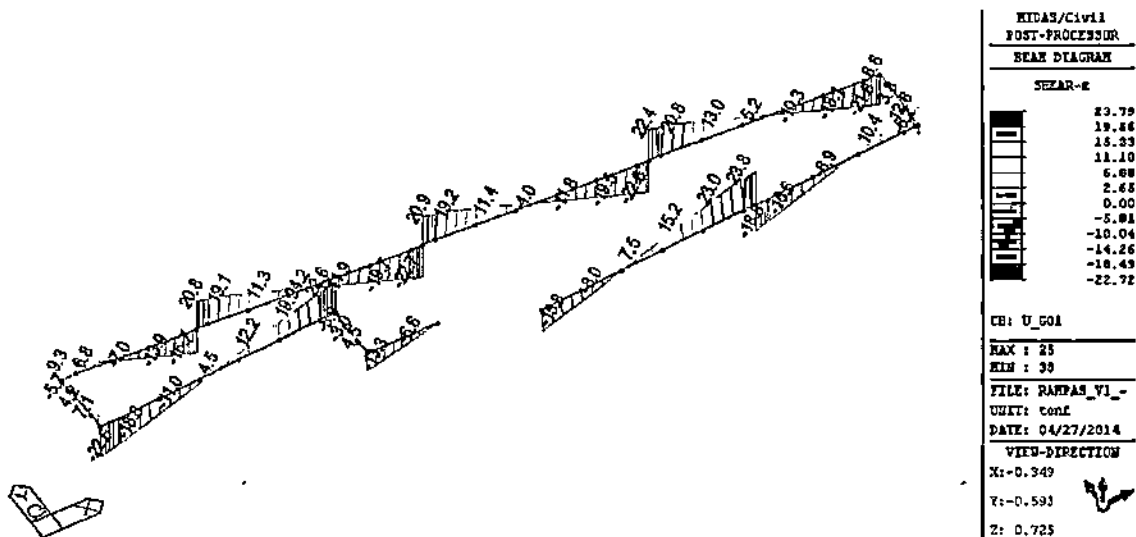
EJES	X (m)	Momento Carga Muerta (t-m)	Momento Carga Viva (t-m)	Momento Último por Grupo I de cargas (t- m)	Envoltura Momento por Grupo VII cargas (t-m)	ρ	As (cm ²)	Refuerzo (-) Superior y (+) Inferior
Inicio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	
CL Entre Inicio y A-6	5.02	15.40	5.60	32.18	18.40	0.00166	18.08	6 No. 7 Abajo
	10.03	-17.30	-6.30	-38.17	-18.50	0.00187	18.11	-6 No. 7 Arriba
A-6	10.63	-23.70	-8.70	-49.70	-26.80	0.00259	25.04	-6 No. 8 Arriba
	11.23	-9.70	-3.60	-20.43	-20.40	0.00105	10.15	-6 No. 6 Arriba
CL Entre A-6 y A-7	14.81	5.40	2.00	11.38	8.20	0.00077	7.48	6 No. 5 Abajo
	17.98	-5.30	1.90	-2.77	-13.30	0.00068	6.59	-6 No. 5 Arriba
A-7	18.73	-1.00	-2.00	-5.64	-23.60	0.00121	11.75	-6 No. 6 Arriba
	19.48	1.30	0.40	2.68	-12.50	0.00085	8.23	-6 No. 5 Arriba
CL Entre A-7 y B-7	20.38	1.32	0.50	2.60	13.40	0.00069	6.64	6 No. 5 Abajo
	21.28	0.43	-0.50	-0.53	22.30	0.00115	11.09	6 No. 6 Abajo
B-7	22.03	-15.60	-5.70	-32.65	-31.80	0.00169	16.32	-6 No. 7 Arriba
	22.78	-8.30	-3.00	-17.30	-25.20	0.00130	12.55	-6 No. 6 Arriba
CL Entre B-7 y B-5	27.82	11.90	4.40	25.02	30.60	0.00158	15.28	6 No. 7 Abajo
	32.85	-14.70	-5.40	-30.83	26.90	0.00159	15.40	-6 No. 7 Arriba
B-5	33.45	-20.80	-7.60	-43.54	-32.30	0.00226	21.88	-6 No. 8 Arriba
	34.05	-14.70	-5.40	-30.83	-27.00	0.00159	15.40	-6 No. 7 Arriba
CL Entre B-5 y B-4	39.07	8.90	3.30	18.73	19.20	0.00089	9.54	6 No. 6 Abajo
	44.08	-13.90	-5.10	-29.14	-22.10	0.00150	14.54	-6 No. 7 Arriba
B-4	44.68	-19.50	-7.10	-40.76	-29.00	0.00211	20.45	-6 No. 8 Arriba
	45.28	-13.30	-4.90	-27.93	-20.70	0.00144	13.93	-6 No. 6 Arriba
CL Entre B-4 y B-2	50.30	10.60	3.90	22.25	17.70	0.00114	11.07	6 No. 6 Abajo
	55.32	-11.90	-4.30	-24.81	-29.60	0.00153	14.77	-6 No. 7 Arriba
B-2	55.92	-17.50	-6.40	-38.64	-31.00	0.00190	18.35	-6 No. 7 Arriba
	58.52	-12.40	-4.50	-25.89	-22.40	0.00133	12.90	-6 No. 6 Arriba
CL Entre B-2 y B-1	59.20	4.10	1.50	8.59	9.80	0.00087	8.45	6 No. 5 Abajo
	61.88	4.10	1.50	8.59	17.10	0.00088	8.49	6 No. 5 Abajo
B-1	62.63	-1.50	0.40	-1.08	-43.53	0.00226	21.87	-6 No. 8 Arriba
	63.38	-1.20	-0.60	-2.86	-23.90	0.00123	11.90	-6 No. 6 Arriba
CL Entre B-1 y A-1	64.28	1.60	0.60	3.38	36.00	0.00186	18.02	6 No. 7 Abajo

XIDAS/Civil POST-PROCESSOR BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	14.30 9.04 3.79 0.00 -6.73 -11.99 -17.24 -22.50 -27.76 -33.02 -38.27 -43.53
CDmain: ENVOLVERSO	
MAX : 94	
MIN : 44	
FILE: RAMPAS_V1_	
UNIT: tonf*	
DATE: 04/27/2014	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.343	
Y: -0.593	
Z: 0.725	

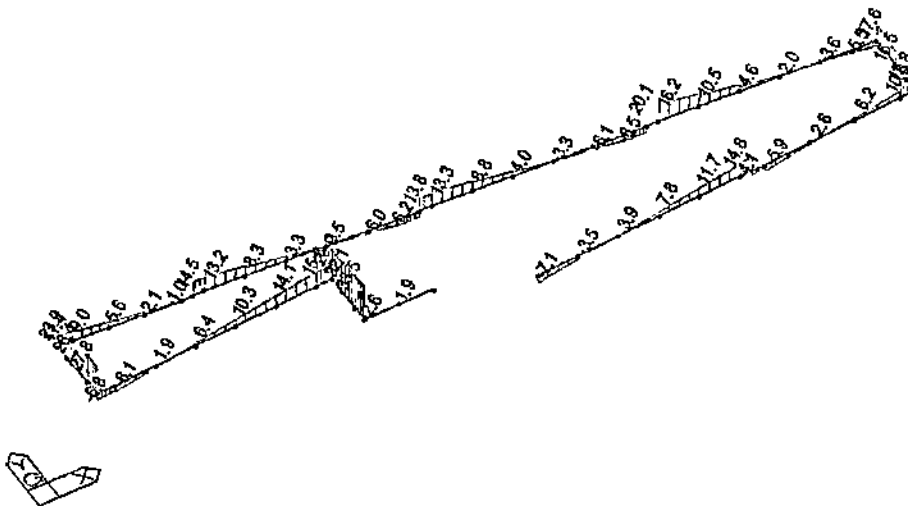
EJES	X (m)	Momento Carga Muerta (t-m)	Momento Carga Viva (t-m)	Momento Último por Grupo I de cargas (t- m)	Envoltura Momento por Grupo VII cargas (t-m)	ρ	As (cm ²)	Refuerzo (-) Superior y (+) Inferior	
	85.18	-1.50	-0.60	-3.25	-23.90	0.00123	11.90	-8 No. 8	Arriba
A-1	85.93	-18.10	-5.90	-33.74	-37.40	0.00194	18.74	-8 No. 7	Arriba
	86.68	-7.20	-2.60	-15.00	-25.10	0.00129	12.50	-6 No. 8	Arriba
CL Entre A-1 y A-3	71.70	14.60	5.30	30.49	20.80	0.00157	15.22	8 No. 7	Abajo
	76.71	-10.00	-3.60	-20.82	-41.50	0.00215	20.83	-6 No. 8	Arriba
A-3	77.46	-17.00	-8.30	-35.78	-42.70	0.00222	21.45	-8 No. 8	Arriba
CL Entre A-3 y C-3	78.81	1.30	0.50	2.78	42.30	0.00220	21.24	6 No. 8	Abajo
C-3	80.15	-10.90	-4.00	-22.85	-20.50	0.00118	11.37	-6 No. 6	Arriba
Fin	83.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00		

DISEÑO A CORTANTE:

Resultados Envoltura de Cortante Máximo por Grupo I de cargas Modelo:

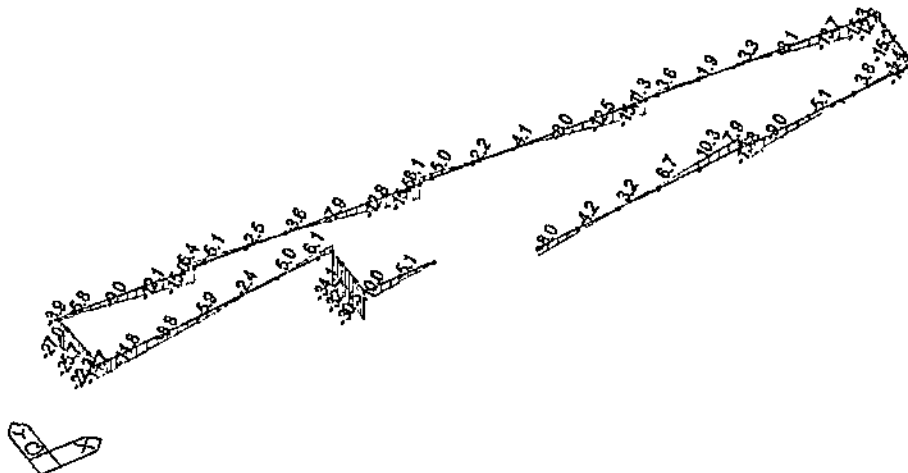


Resultados Envoltura de Cortante Máximo por Grupo VII de cargas Modelo:



KIDAS/Civil	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	33.46
	29.77
	26.08
	22.39
	18.71
	15.02
	11.33
	7.65
	3.96
	0.00
	-3.41
	-7.10
Cmax: ENVOLSISSO	
MAX : 51	
MIN : 24	
FILE: RAMPAS_V1_	
UNIT: tonf	
DATE: 04/27/2014	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.349	
Y: -0.593	
Z: 0.725	

Resultados Envolvente de Cortante Mínimo por Grupo VII de cargas Modelo:

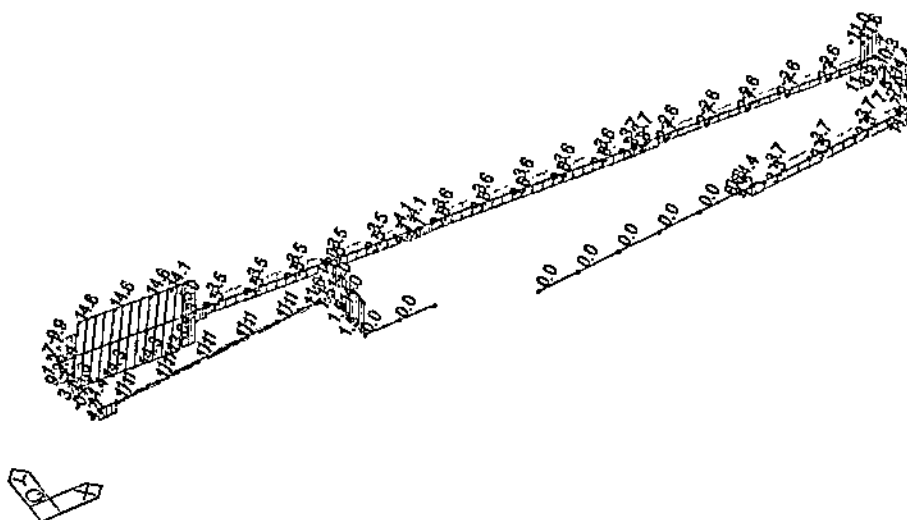


KIDAS/Civil	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	10.27
	6.23
	2.20
	0.00
	-5.87
	-9.91
	-13.95
	-17.99
	-22.02
	-26.05
	-30.09
	-34.12
Cmax: ENVOLSISSO	
MAX : 97	
MIN : 49	
FILE: RAMPAS_V1_	
UNIT: tonf	
DATE: 04/27/2014	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.349	
Y: -0.593	
Z: 0.725	

A continuación se presenta el diseño a cortante y torsión:

EJES	X (m)	Cortante Último por Grupo I de cargas (ton)	Envolvente Cortante por Grupo VII cargas (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	Sep con estribos #5 Av = 3.98 cm ² (m)
Inicio	0.00	-15.80	8.00	33.36	0.00	0.25
CL Entre Inicio y A-6	5.02	7.50	4.20	33.36	0.00	0.25
	10.03	23.00	11.70	33.36	0.00	0.25
A-6	10.63	23.80	14.80	33.36	0.00	0.25
	11.23	-15.60	-13.80	33.36	0.00	0.25
CL Entre A-6 y A-7	14.61	6.90	-9.00	33.36	0.00	0.25
	17.98	10.40	6.20	33.36	0.00	0.25
A-7	18.73	12.60	10.20	33.36	0.00	0.25
	19.48	-6.00	16.50	33.36	0.00	0.25
CL Entre A-7 y B-7	20.38	3.80	16.50	33.36	0.00	0.25
	21.28	6.60	17.60	33.36	0.00	0.25
B-7	22.03	-21.80	17.60	33.36	0.00	0.25
	22.78	-18.10	-13.70	33.36	0.00	0.25
CL Entre B-7 y B-5	27.82	-10.30	10.50	33.36	0.00	0.25
	32.85	20.80	16.20	33.36	0.00	0.25
B-5	33.45	22.40	20.10	33.36	0.00	0.25
	34.05	-19.50	-15.10	33.36	0.00	0.25
CL Entre B-5 y B-4	39.07	-11.80	-8.00	33.36	0.00	0.25
	44.08	19.20	13.30	33.36	0.00	0.25
B-4	44.68	20.90	13.80	33.36	0.00	0.25
	45.28	-19.70	-15.50	33.36	0.00	0.25
CL Entre B-4 y B-2	50.30	-11.90	-7.90	33.36	0.00	0.25
	55.32	19.10	13.20	33.36	0.00	0.25
B-2	55.92	20.80	14.50	33.36	0.00	0.25
	56.52	-13.90	-15.00	33.36	0.00	0.25
CL Entre B-2 y B-1	59.20	7.00	-12.10	33.36	0.00	0.25
	61.88	6.80	-9.00	33.36	0.00	0.25
B-1	62.63	9.30	-27.00	33.36	0.00	0.25
	63.38	-5.70	27.80	33.36	0.00	0.25
CL Entre B-1 y A-1	64.28	4.20	27.80	33.36	0.00	0.25
	65.18	7.10	-25.70	33.36	0.00	0.25
A-1	65.93	-22.60	-22.30	33.36	0.00	0.25
	66.68	-18.80	-11.80	33.36	0.00	0.25
CL Entre A-1 y A-3	71.70	4.50	10.30	33.36	0.00	0.25
	76.71	19.94	15.00	33.36	0.00	0.25
A-3	77.46	22.60	22.60	33.36	0.00	0.25
CL Entre A-3 y C-3	78.81	-3.00	32.10	33.36	4.41	0.25
C-3	80.15	-13.30	33.50	33.36	6.06	0.25
Fin	83.58	0.00	0.00	33.36	0.00	0.25

REVISIÓN POR TORSIÓN:



KIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
TORSION	
	14.28
	11.43
	9.01
	6.40
	3.78
	0.00
	-1.46
	-4.08
	-6.70
	-9.92
	-11.94
	-14.56
CBell: ENVOLISMO	
MAX :	42
MIN :	115
FILE:	RAMPAS_VI_
UNIT:	conf'm
DATE:	04/27/2014
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.343
Y:	-0.593
Z:	0.725

$$\phi * \sqrt{f_c} / 12 * (A_{cp}^2 / P_{cp}) = 2.54 \text{ t-m}$$

$$\text{Torsión max. (Grupo VII cargas)} = 14.60 \text{ t-m}$$

$$\text{Cortante (Grupo 1 cargas)} = 23.00 \text{ ton}$$

$$V_s = 0.00 \text{ ton}$$

$$v (v_u^2 + (T_u * P_h / (1.7 * A_{oh}^2))^2) = 0.61 \text{ OK} \leq \phi * (v_c + 2 * \sqrt{f_c} / 3) = 3.75$$

$$s \text{ transversal con } \epsilon \# 5 = 0.255 \text{ m}$$

$$A_v + t / s = 15.59 \text{ cm}^2$$

$$S \text{ final para estribos combinados} = 0.26 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Refuerzo en las caras de las vigas:

$$\text{Ref longitudinal por torsión: } A_l = 4.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{con No4:} \rightarrow \begin{array}{ll} 4.0 \text{ Barras} & c / 0.125 \text{ m} \\ 2.0 \text{ Barras} & c / 0.250 \text{ m} \end{array} \text{ En cada cara}$$

4.8.2 Diseño Rampa 2

PREDIMENSIONAMIENTO:

Ancho del tablero =	1.80 m
Ancho de viga =	0.70 m
Hlosa =	0.20 m
Número de vigas =	1

Altura de las vigas:

L total =	79.85 m
L cálculo =	11.70 m
H min =	$0.033 * L$
H min viga =	0.39 m
H viga =	0.60 m

EVALUACIÓN DE CARGAS POR M^2 :

Carga muerta debido a la losa:

Peso propio de losa =	0.48 t/m^2
Peso propio bordillos =	0.06 t/m^2
$\Sigma =$	0.54 t/m^2

Carga viva peatonal:

w =	0.45 t/m^2
-----	--------------

DISEÑO DEL VOLADIZO:

Momento flector en el voladizo:

L vol =	0.55 m	
H losa en inicio vol =	0.20 m	
M cargas muertas vol =	0.17 t^*m/m	
V cargas muertas vol =	0.47 t/m	
W viva peatonal =	0.68 t/m	
M carga viva vol =	0.14 t^*m/m	
V carga viva vol =	0.68 t/m	
Mu vol =	0.51 t^*m/m	
Vu vol =	2.07 t/m	
Brazo resultante =	0.25 m	OK

Corriente en el voladizo:

Estuero admisible concreto:

Grupo 1 de cargas

Se adopta una altura de:

REFUERZO EN EL VOLADIZO

Grupo 1 de cargar

 $\approx 5V$ 290 cm²

↑

con ϕ_{NO_3} : c/0.245 m ATba

REFUERZO PARA RETRACCIÓN Y FRAGUADO DEL CONCRETO

$$A_s = 3 \text{ cm}^2/\text{m} : \text{con } \phi \text{ No.3}$$

4.21 BATES

↑

com 0 No3: c / 0.238 m

DISTRIBUCIÓN DEL RECURSO ENTALOSA/MI

S/A7.8.16.4

$$s = z / (dc + A) \quad (1)$$

30500 kg/cm

5 cm = 3p

A = A concrete tension#db

= S/

2520 kg/cm²
$$0.6 \text{ ty} = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

Para Máximos Momentos con Cargas de Servicio:

$$\begin{aligned}
 M_{CM} &= 0.17 \text{ t-m} \\
 M_{CV} &= 0.14 \text{ t-m} \\
 M_{total} &= 0.30 \text{ t-m} \\
 \rho &= 0.002000 \\
 A_s &= 2.90 \text{ cm}^2 \\
 d &= 0.15 \text{ m} \\
 a/d &= \rho \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c) \\
 a/d &= 0.035 \\
 a &= 0.035 \cdot d \\
 a &= 0.005 \text{ m} < H_{losa} \\
 \text{Brazo : } d - a/2 &= 0.14 \text{ m} \\
 T &= 2.1 \text{ ton} \\
 f_s &= 734.74 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

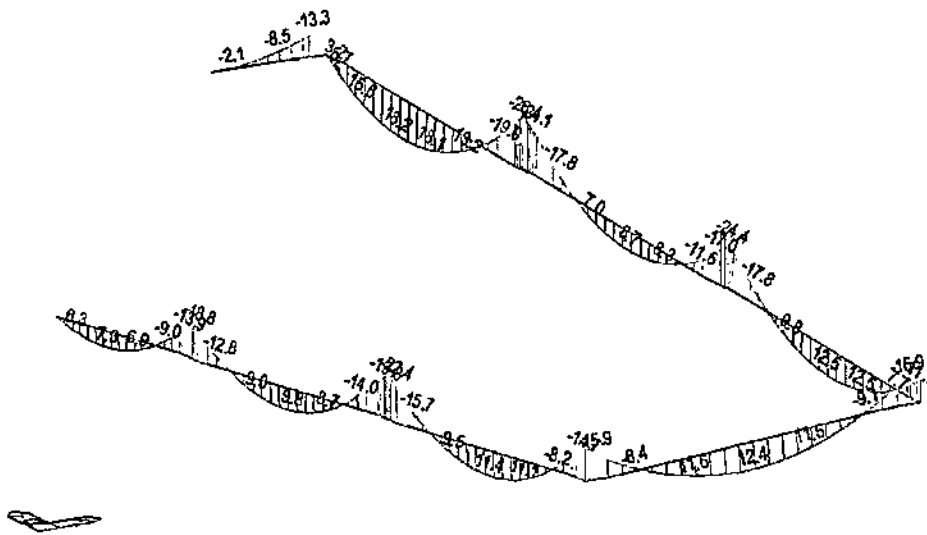
DISEÑO DE LA VIGA:

Carga muerta:

$$\begin{aligned}
 \text{Peso propio de losa} &= 0.86 \text{ t/m} \\
 \text{Peso propio de la viga} &= 0.67 \text{ t/m} \\
 \text{Peso bordillos} &= 0.11 \text{ t/m} \\
 \text{Peso barandas} &= 0.30 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{CM} \text{ peso propio} &= 1.54 \text{ t/m} \\
 W_{CM} \text{ posterior} &= 0.41 \text{ t/m} \\
 W_{CM} \text{ total} &= 1.94 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Resultados Carga Muerta Total Modelo:

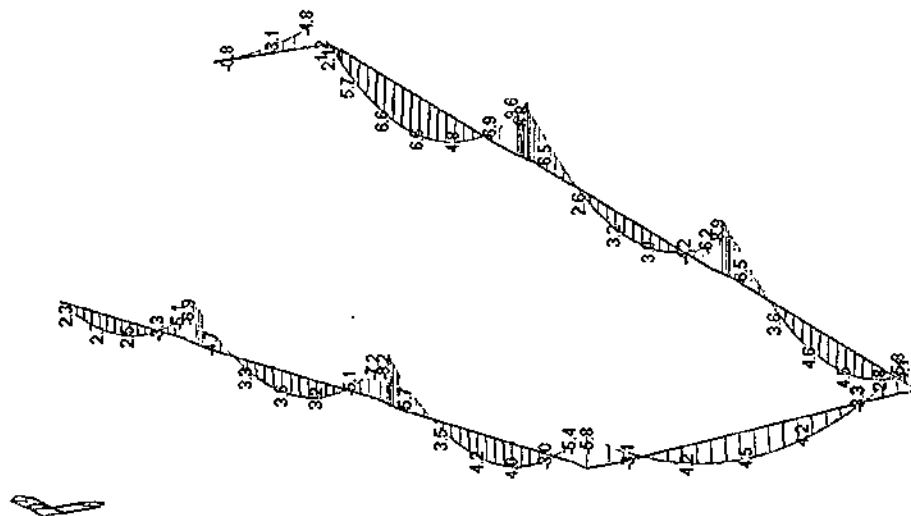


MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
18.17	
14.12	
10.07	
5.02	
0.00	
-2.00	
-6.13	
-10.10	
-14.23	
-18.28	
-22.33	
-26.38	
CB: CH_TOTAL	
MAX : 92	
MIN : 18	
FILE: RAMPAS_V1_	
UNIT: ton/m	
DATE: 04/27/2014	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.483	
Y: -0.837	
Z: 0.259	

Carga viva:

$$W_{CV} = 0.68 \text{ t/m}$$

Resultados Carga Viva Modelo:



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
6.63	
5.18	
3.68	
2.20	
0.00	
-0.74	
-2.23	
-3.71	
-5.19	
-6.67	
-8.15	
-9.62	
ST: CV	
MAX : 92	
MIN : 18	
FILE: RAMPAS_V1_	
UNIT: ton/m	
DATE: 04/27/2014	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.483	
Y: -0.837	
Z: 0.259	

M máx. carga muerta = 26.38 t-m
M máx. carga viva = 9.62 t-m
Mu máx. = 55.18 t-m

Verificando la distancia del bloque a compresión y la distribución del refuerzo para momento máxim

d sup = 0.522 m
b = 1.80 m

$$Mu = 0.9 \cdot \rho \cdot fy \cdot (1 - 0.59 \cdot (\rho \cdot fy) / fc) \cdot b \cdot d^2$$

$$\rho = 0.003055$$

$$a/d = \rho \cdot fy / (0.85 \cdot fc)$$

$$a/d = 0.054$$

$$a = 0.054 \cdot d$$

$$a = 0.028 \text{ m}$$

< H losa sup. = 0.2 m

$$As = 28.73 \text{ cm}^2$$

barras requeridas = 6.0 con No8:

S/A7.8.16.4

$$fs = z / (dc \cdot A)^{1/3}$$

$$M_{\text{servicio máx. CL}} = 36.00 \text{ t-m}$$

$$z = 30500 \text{ kg/cm}$$

$$dc = 5 \text{ cm}$$

barras colocado = 6.0 con ϕ No8:

$$As \text{ colocado} = 30.4 \text{ cm}^2$$

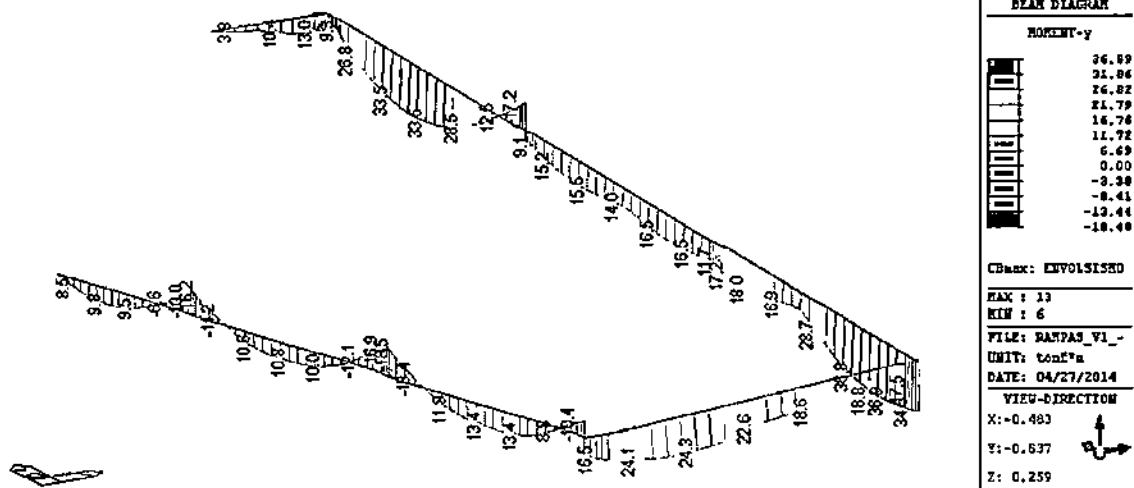
$$A = A \text{ concreto tensión} / \# \text{barras} = 181 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_s &= 3151 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.6 f_y &= 2520 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Brazo : } d - a/2 &= 0.51 \text{ m} \\ T &= 70.8 \text{ ton} \\ f_s &= 2329.93 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK} \end{aligned}$$

Momento de fisuración

$$\begin{aligned} b &= 1.800 \text{ m} \\ d &= 0.522 \text{ m} \\ f_r &= 331.32 \text{ t/m}^2 \\ I_g &= 0.01260 \text{ m}^4 \\ Y_t &= 0.300 \text{ m} \\ M_{cr} &= 13.92 \text{ t-m} \\ M_n &= 16.70 \text{ t-m} \\ p_{min} &= 0.000907 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Resultados Envolvente de Momento Máximo por Grupo VII de cargas Modelo:



Resultados Envolvente de Momento Mínimo por Grupo VII de cargas Modelo:



DISEÑO A FLEXIÓN:

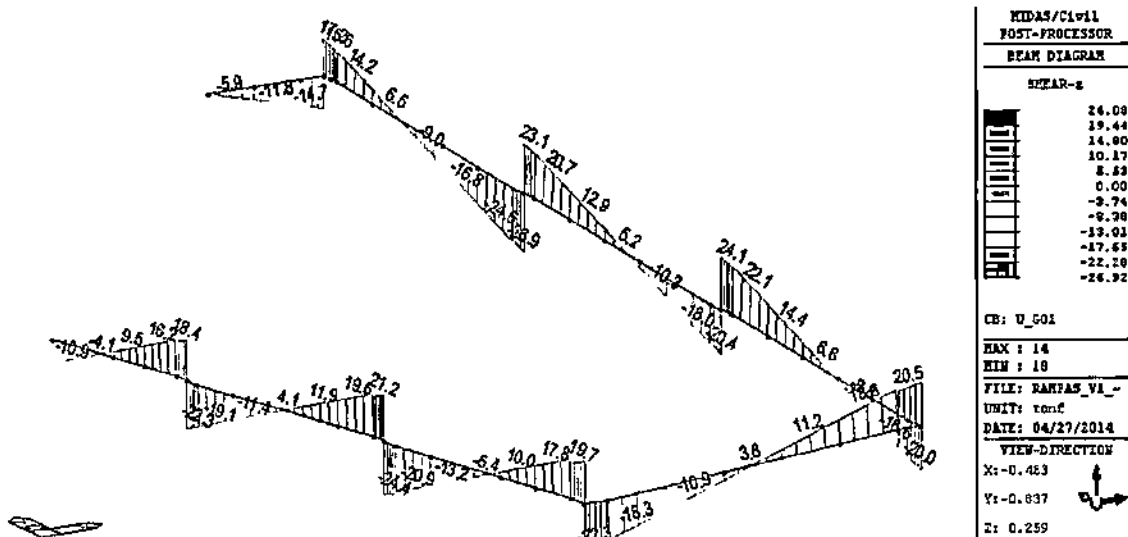
VIGA Ltotal = 79.853 m

EJES	X (m)	Momento Carga Muerta (t-m)	Momento Carga Viva (t-m)	Momento Último por Grupo I de cargas (t-m)	Envolverte Momento por Grupo VII cargas (t-m)	P	As (cm ²)	Refuerzo (-) Superior y (+) Inferior
Inicio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	
CL Entre Inicio y A-2	3.51	7.30	2.70	15.35	9.80	0.00083	7.83	6 No. 5 Abajo
	7.02	-9.00	-5.10	-22.77	-17.90	0.00124	11.66	-6 No. 6 Arriba
A-2	7.62	-18.80	-6.90	-39.42	-21.50	0.00217	20.36	-6 No. 8 Arriba
	8.22	-12.80	-4.70	-26.84	-14.40	0.00147	13.78	-6 No. 7 Arriba
CL Entre A-2 y A-3	13.24	9.80	3.60	20.56	10.80	0.00112	10.52	6 No. 6 Abajo
	18.25	-14.00	-7.20	-33.83	-22.60	0.00185	17.42	-6 No. 7 Arriba
A-3	18.85	-22.40	-8.20	-46.92	-26.30	0.00259	24.32	-6 No. 8 Arriba
	19.45	-15.70	-5.70	-32.78	-18.40	0.00179	16.87	-6 No. 7 Arriba
CL Entre A-3 y A-4	24.47	11.40	4.20	23.94	13.40	0.00130	12.27	6 No. 6 Abajo
	29.48	-8.20	-5.40	-22.38	-19.10	0.00122	11.46	-6 No. 6 Arriba
A-4	30.23	-14.70	-5.80	-31.70	-43.80	0.00241	22.67	-6 No. 8 Arriba
	30.98	-8.40	-3.10	-17.65	-33.40	0.00183	17.20	-6 No. 7 Arriba
CL Entre A-4 y B-4	35.77	12.40	4.50	25.89	24.30	0.00141	13.28	6 No. 7 Abajo
	40.56	-9.10	-3.30	-18.99	-35.60	0.00195	18.35	-6 No. 7 Arriba
B-4	41.31	15.90	-5.80	8.08	-53.00	0.00293	27.56	-8 No. 8 Arriba
	42.06	7.70	-2.80	3.93	-43.40	0.00239	22.48	-6 No. 8 Arriba
CL Entre B-4 y B-3	47.08	12.50	4.60	26.24	36.80	0.00202	18.98	6 No. 7 Abajo
	52.09	-17.80	-6.50	-37.25	-52.80	0.00292	27.45	-8 No. 8 Arriba
B-3	52.69	-24.40	-8.90	-51.04	-65.20	0.00363	34.12	-8 No. 8 Arriba
	53.29	-11.50	-6.20	-28.41	-44.10	0.00243	22.83	-6 No. 8 Arriba
CL Entre B-3 y B-2	58.31	8.70	3.20	18.26	16.50	0.00099	9.33	6 No. 5 Abajo

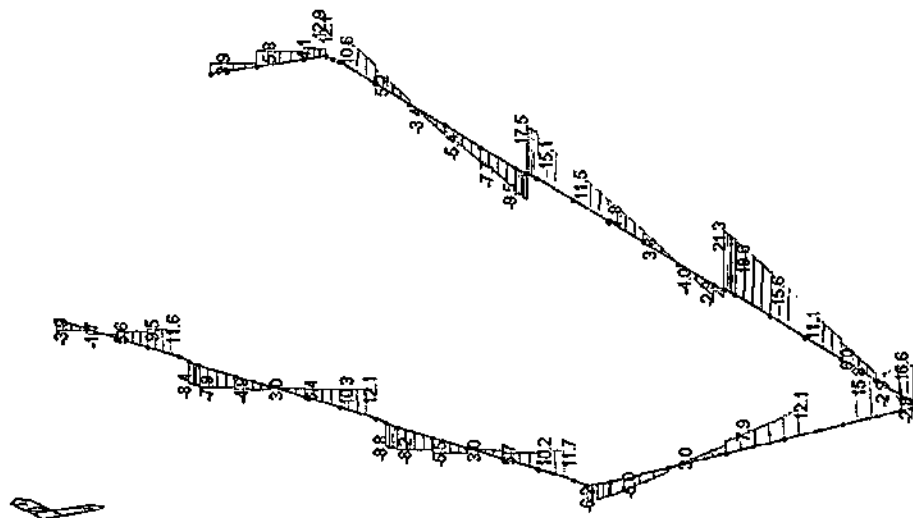
EJES	X (m)	Momento Carga Muerta (t-m)	Momento Carga Viva (t-m)	Momento Último por Grupo I de cargas (t-m)	Envoltente Momento por Grupo VII cargas (t-m)	ρ	As (cm ²)	Refuerzo (-) Superior y (+) Inferior
	63.32	-17.80	-6.50	-37.25	-44.70	0.00246	23.15	-6 No. 8
B-2	63.92	-28.40	-9.60	-57.76	-54.80	0.00320	30.11	-8 No. 8
	64.52	-19.00	-6.90	-39.68	-35.50	0.00218	20.49	-6 No. 8
CL Entre B-2 y B-1	69.54	18.20	6.60	37.99	33.50	0.00209	19.60	6 No. 8
	74.56	15.60	5.70	32.65	26.80	0.00179	16.81	6 No. 7
B-1	75.31	-13.30	-4.80	-27.71	-39.50	0.00217	20.40	-6 No. 8
	76.07	-8.50	-3.10	-17.78	-27.50	0.00150	14.12	-6 No. 6
CL Entre B-1 y Fin	77.96	-2.10	-0.80	-4.47	-8.10	0.00058	5.48	-6 No. 5
Fin	79.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	

DISEÑO A CORTANTE:

Resultados Envoltente de Cortante Máximo por Grupo I de cargas Modelo:

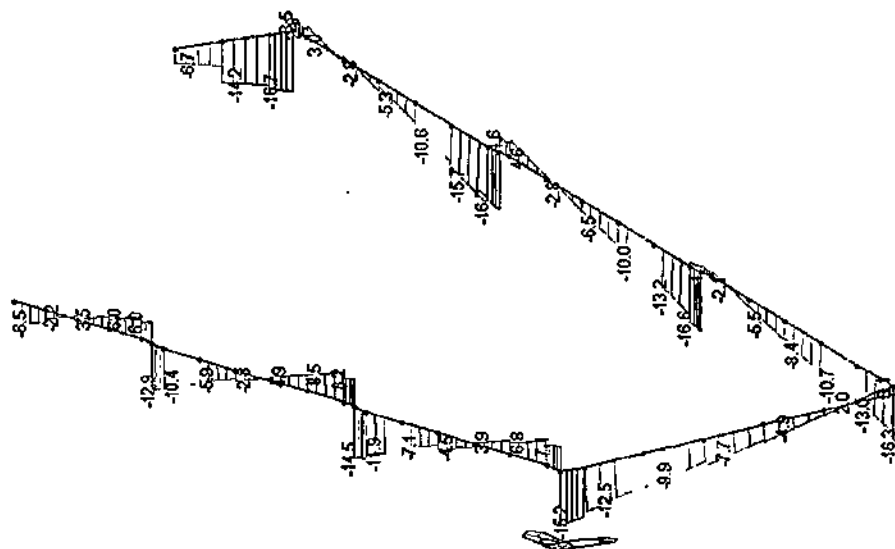


Resultados Envoltente de Cortante Máximo por Grupo VII de cargas Modelo:



MIDAS/Ci-v11 POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-k	
	21.27
	19.49
	15.68
	12.98
	10.08
	7.29
	4.49
	1.69
	0.00
	-3.90
	-6.70
	-9.50
CBent: ENVOLSI970	
MAX :	14
MIN :	18
FILE:	RAMPAS_V1_
UNIT:	tonf
DATE:	04/27/2014
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.483
Y:	-0.837
Z:	0.259

Resultados Envolvente de Cortante Mínimo por Grupo VII de cargas Modelo:

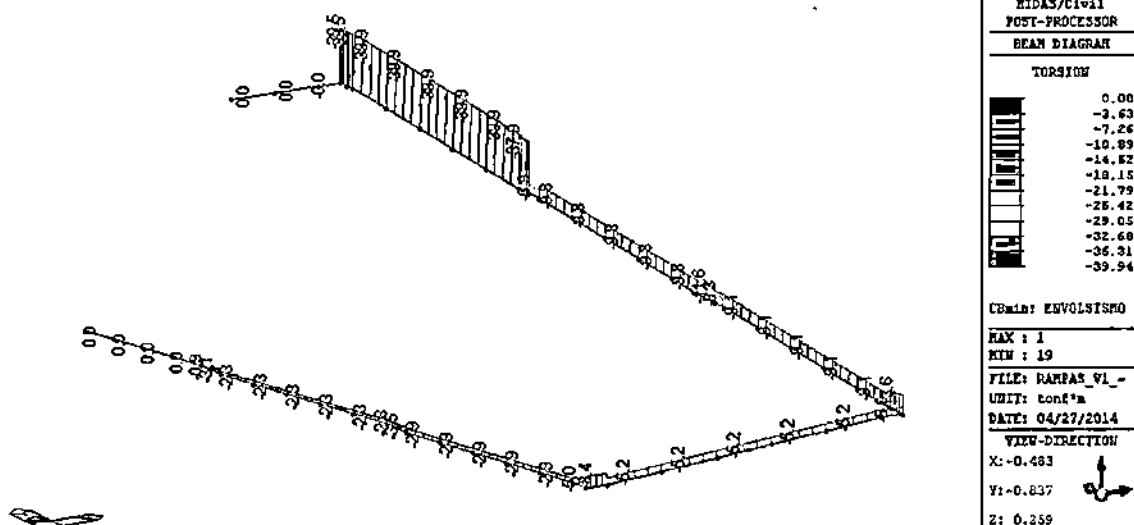


MIDAS/Ci-v11 POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-k	
	8.49
	6.19
	3.90
	1.61
	0.00
	-2.97
	-5.26
	-7.55
	-9.84
	-12.13
	-14.42
	-16.71
CBent: ENVOLSI970	
MAX :	73
MIN :	22
FILE:	RAMPAS_V1_
UNIT:	tonf
DATE:	04/27/2014
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.483
Y:	-0.837
Z:	0.259

A continuación se presenta el diseño a cortante y torsión:

EJES	X (m)	Cortante Último por Grupo I de cargas (ton)	Envolvente Cortante por Grupo VII cargas (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	Sep con estribos máx. #6 Av = 5.68 cm ² (m)
Inicio	0.00	-10.90	-6.50	32.42	0.00	0.25
CL Entre Inicio y A-2	3.51	9.50	5.60	32.42	0.00	0.25
	7.02	16.20	11.60	32.42	0.00	0.25
A-2	7.62	-22.30	-12.90	32.42	0.00	0.25
	8.22	-19.10	-10.40	32.42	0.00	0.25
CL Entre A-2 y A-3	13.24	4.10	6.40	32.42	0.00	0.25
	18.25	19.60	10.30	32.42	0.00	0.25
A-3	18.85	-24.40	-14.50	32.42	0.00	0.25
	19.45	-20.90	-11.90	32.42	0.00	0.25
CL Entre A-3 y A-4	24.47	-5.40	5.70	32.42	0.00	0.25
	29.48	19.70	11.70	32.42	0.00	0.25
A-4	30.23	-22.30	-15.20	32.42	0.00	0.25
	30.98	-18.30	-12.50	32.42	0.00	0.25
CL Entre A-4 y B-4	35.77	3.80	12.10	32.42	0.00	0.25
	40.56	18.60	15.80	32.42	0.00	0.25
B-4	41.31	20.50	16.60	32.42	0.00	0.25
	42.06	-16.60	-13.00	32.42	0.00	0.25
CL Entre B-4 y B-3	47.08	6.60	11.10	32.42	0.00	0.25
	52.09	22.10	19.60	32.42	0.00	0.25
B-3	52.69	24.10	21.30	32.42	0.00	0.25
	53.29	-18.00	-16.60	32.42	0.00	0.25
CL Entre B-3 y B-2	58.31	5.20	-10.00	32.42	0.00	0.25
	63.32	20.70	15.10	32.42	0.00	0.25
B-2	63.92	-26.90	-16.20	32.42	0.00	0.125
	64.52	-24.50	-15.70	32.42	0.00	0.125
CL Entre B-2 y B-1	69.54	-9.00	5.40	32.42	0.00	0.125
	74.56	15.60	12.90	32.42	0.00	0.125
B-1	75.31	17.20	-16.70	32.42	0.00	0.125
	76.07	-14.70	-14.20	32.42	0.00	0.25
CL Entre B-1 y Fin	77.96	-11.80	-6.70	32.42	0.00	0.25
Fin	79.85	0.00	0.00	32.42	0.00	0.25

REVISIÓN POR TORSIÓN:



$$\phi * \sqrt{f_c} / 12 * (A_{cp}^2 / P_{cp}) = 2.54 \text{ t-m}$$

Torsión max. (Grupo VII cargas) = 39.90 t-m
Cortante (Grupo 1 cargas) = 14.40 ton
Vs = 0.00 ton

$$v (v_u^2 + (T_u * P_h / (1.7 * A_{oh}^2))^2) = 0.39 \text{ OK} \leq \phi * (v_c + 2 * \sqrt{f_c} / 3) = 3.75$$

s transversal con ϕ #6 = 0.129 m
Av+t / s = 44.11 cm²
S final para estribos combinados = 0.129 m OK

Refuerzo en las caras de las vigas:

Ref longitudinal por torsión: A_t = 5.81 cm²
con No4: → 5.0 Barras c / 0.100 m
3.0 Barras c / 0.200 m En cada cara

4.9 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS COLUMNAS

A continuación se presenta el análisis a flexo-compresión y cortante de las columnas:

MIDAS/Civil RC Column Checking Result

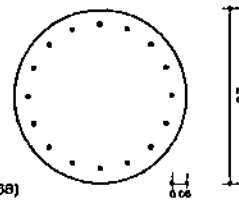
MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...RAMPAS_V1_20042014.mdb

1. Design Condition

Design Code AASHTO-LFD98
Unit System tonf, m
Member Number 68
Material Data $f_c' = 2912.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
Column Height 1.3625 m
Section Property P70 (No: 2)
Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	18-#9, 9		

Total Rebar Area Ast = 0.0103228 m² (Rho = 0.0268)



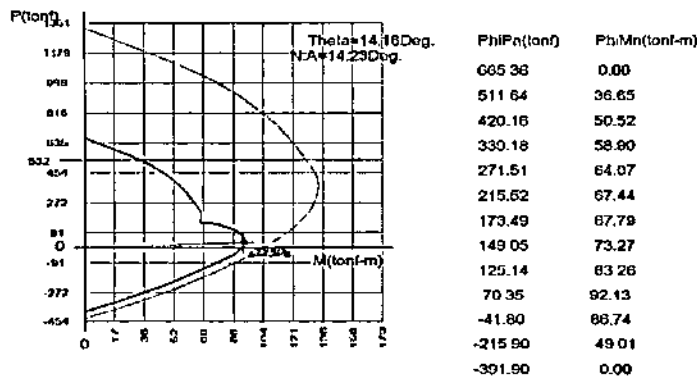
2. Applied Loads

Load Combination 5 AT (I) Point
Pu = 32.1945 tonf, Mcy = 89.2665, Mcz = 22.6353, Mo = 92.0916 tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load ΦP_n -max = 532.289 tonf
Axial Load Ratio $P_u/\Phi P_n = 32.1945 / 32.4850 = 0.991 < 1.000$ O.K
Moment Ratio $M_{cy}/\Phi M_{ny} = 89.2665 / 90.8039 = 0.983 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\Phi M_{nz} = 22.6353 / 22.9163 = 0.988 < 1.000$ O.K
 $M_o/\Phi M_n = 92.0916 / 93.6510 = 0.983 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength Vu = 3.65984 tonf (Load Combination 7)
Shear Strength by Conc $\Phi V_c = 32.8388$ tonf
Shear Strength by Rebar $\Phi V_s = 25.9062$ tonf (2 0-#4 @200)
Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 3.65984 / 58.5480 = 0.063 < 1.000$ O.K

MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

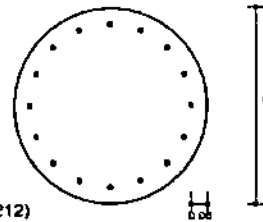
MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\RAMPAS_V1_20042014.mcb

1. Design Condition

Design Code AASHTO-LFD98
Unit System tonf, m
Member Number 138
Material Data $f_c' = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
Column Height 1.3625 m
Section Property P70 (No : 2)
Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	16-#8 B		

Total Rebar Area $A_{st} = 0.00815462$ m² (RhoSt = 0.0212)



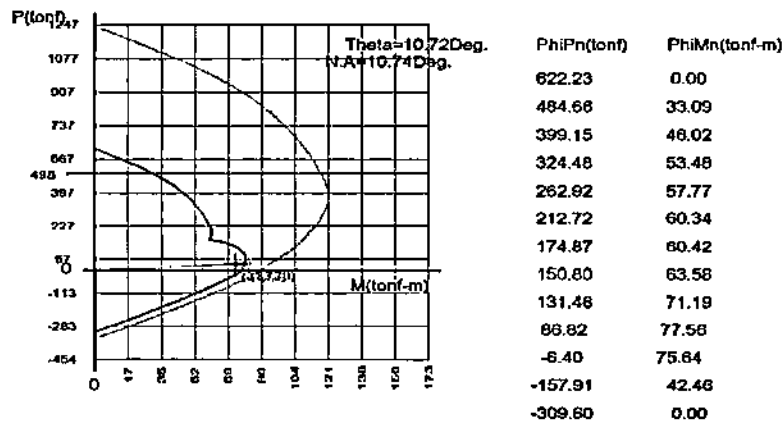
2. Applied Loads

Load Combination 5 AT (I) Point
 $P_u = 30.9352$ tonf, $M_{cy} = 71.8682$, $M_{cz} = 13.6341$, $M_o = 73.1500$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\Phi P_n\text{-max} = 497.784$ tonf
Axial Load Ratio $P_u/\Phi P_n = 30.9352 / 32.8897 = 0.941 < 1.000$ O.K
Moment Ratio $M_{cy}/\Phi M_{ny} = 71.8682 / 76.5180 = 0.939 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\Phi M_{nz} = 13.6341 / 14.4860 = 0.941 < 1.000$ O.K
 $M_o/\Phi M_n = 73.1500 / 77.8782 = 0.939 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength $V_u = 3.65984$ tonf (Load Combination 7)
Shear Strength by Conc $\Phi V_c = 32.5492$ tonf
Shear Strength by Rebar $\Phi V_s = 25.9092$ tonf (2.0-#4 @200)
Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 3.65984 / 58.4584 = 0.063 < 1.000$ O.K

MIDAS/civil

RC Column Checking Result

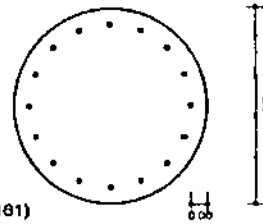
MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\RAMPAS_V1_20042014.mdb

1. Design Condition

Design Code AASHTO-LFD98
Unit System tonf, m
Member Number 60
Material Data $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
Column Height 1.4625 m
Section Property P70 (No : 2)
Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	18-#7 7		

Total Rebar Area $A_{st} = 0.00619354$ m² ($R_{ho} = 0.0161$)



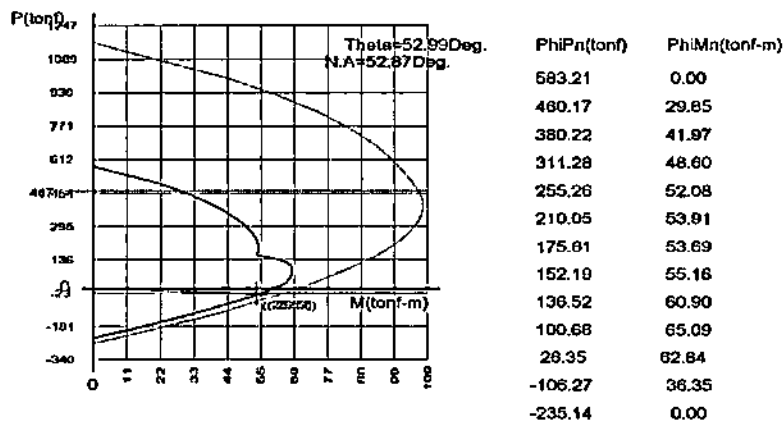
2. Applied Loads

Load Combination 2 AT (I) Point
 $P_u = -25.757$ tonf, $M_{cy} = 32.0468$, $M_{cz} = 42.3317$, $M_o = 53.0938$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load ΦP_n -max = 468.565 tonf
Axial Load Ratio $P_u/\Phi P_n = -25.757 / -26.410 = 0.975 < 1.000$ O.K
Moment Ratio $M_{cy}/\Phi M_{ny} = 32.0468 / 32.9728 = 0.972 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\Phi M_{nz} = 42.3317 / 43.7477 = 0.968 < 1.000$ O.K
 $M_o/\Phi M_n = 53.0938 / 54.7819 = 0.969 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength $V_u = 6.64388$ tonf (Load Combination 7)
Shear Strength by Conc $\Phi V_c = 31.5480$ tonf
Shear Strength by Rebar $\Phi V_s = 25.8092$ tonf (2.0-#4 @200)
Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 6.64388 / 57.4572 = 0.116 < 1.000$ O.K

4.10 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS ZAPATAS

Las siguientes son las reacciones obtenidas con la modelación de las estructuras, debidas a las combinaciones de carga, para el diseño de las zapatas:

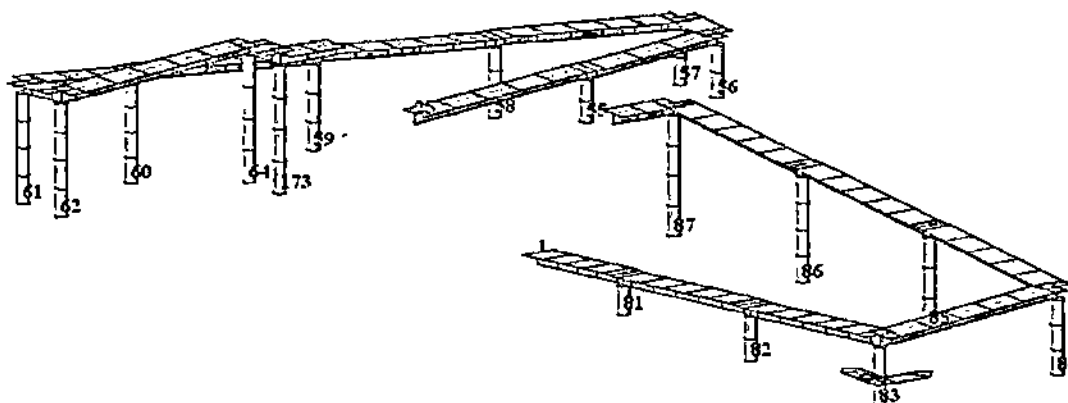


Figura 8. Numeración de los Nodos de Apoyo - Modelo

Node	Load	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)	MX (tonf*m)	MY (tonf*m)	MZ (tonf*m)
1	G01	0.02	-1.59	7.24	0.00	0.00	0.00
25	G01	12.70	0.01	11.33	0.00	0.00	0.00
55	G01	-6.45	0.44	29.79	-0.97	-4.41	0.03
56	G01	-4.20	0.32	14.73	-0.04	-3.48	-0.48
57	G01	-7.83	-0.90	21.14	1.14	-5.87	-0.43
58	G01	0.11	0.04	32.75	-0.16	0.39	0.00
59	G01	0.08	-0.03	32.55	0.13	0.35	0.00
60	G01	1.96	-0.11	29.30	0.39	3.98	-0.13
61	G01	1.58	0.12	14.99	-0.69	3.46	-0.39
62	G01	4.29	0.55	24.79	-1.57	8.47	-0.30
64	G01	-3.34	-0.35	24.71	1.13	-7.83	-0.25
81	G01	-0.03	-4.88	27.91	2.50	-0.13	-0.03
82	G01	0.19	-2.13	31.85	2.14	-0.32	-0.03
83	G01	8.15	8.68	30.25	-8.88	7.26	-0.13
84	G01	-8.01	3.60	29.99	-0.82	-11.62	-0.68
85	G01	0.93	-3.74	33.30	8.78	6.30	-0.98
86	G01	-2.40	0.30	37.65	1.41	2.22	0.57

Node	Load	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)	MX (tonf*m)	MY (tonf*m)	MZ (tonf*m)
87	G01	0.35	-0.25	26.53	1.57	2.19	0.00
173	G01	1.26	-0.08	17.69	0.53	2.45	-0.29
1	UG7X	3.33	11.42	6.42	0.00	0.00	0.00
25	UG7X	53.51	4.07	11.94	0.00	0.00	0.00
55	UG7X	1.38	14.28	24.42	32.10	4.14	1.43
56	UG7X	-0.11	12.30	25.51	18.49	2.35	8.74
57	UG7X	16.67	7.88	25.86	15.79	45.72	10.42
58	UG7X	2.82	5.97	32.61	21.26	8.82	0.00
59	UG7X	2.75	6.87	31.39	30.19	10.14	0.00
60	UG7X	12.04	8.99	29.22	39.52	32.34	6.46
61	UG7X	8.42	12.24	34.42	36.64	25.52	4.65
62	UG7X	12.76	12.58	39.62	35.97	38.95	4.04
64	UG7X	4.78	9.80	42.65	34.86	21.03	5.25
81	UG7X	11.65	-1.08	22.27	4.09	22.70	3.01
82	UG7X	16.76	0.65	24.96	4.50	40.46	2.94
83	UG7X	29.69	7.80	28.32	-4.27	56.64	3.73
84	UG7X	10.52	16.18	31.07	33.79	30.00	5.33
85	UG7X	15.70	9.38	27.12	37.39	74.67	7.60
86	UG7X	12.95	6.85	32.12	21.93	86.25	4.53
87	UG7X	7.73	1.40	32.40	9.08	44.84	0.00
173	UG7X	5.09	9.91	36.41	34.21	21.90	5.54
1	UG7Y	3.38	24.90	7.51	0.00	0.00	0.00
25	UG7Y	37.39	7.70	10.59	0.00	0.00	0.00
55	UG7Y	-1.15	18.57	23.26	42.23	1.25	3.10
56	UG7Y	1.00	14.36	28.27	22.59	3.10	5.91
57	UG7Y	12.75	10.67	30.24	20.50	34.09	12.85
58	UG7Y	1.76	12.24	29.45	43.88	5.81	0.00
59	UG7Y	1.59	14.88	28.73	65.25	6.23	0.00
60	UG7Y	7.91	15.87	26.97	69.32	21.15	14.35
61	UG7Y	5.71	13.56	37.06	40.96	16.96	7.79
62	UG7Y	11.41	13.99	44.84	40.50	34.76	4.81
64	UG7Y	3.49	13.58	52.24	48.02	17.01	3.32
81	UG7Y	6.79	1.37	23.45	6.47	12.80	1.94
82	UG7Y	9.49	3.03	25.79	7.55	21.96	1.75
83	UG7Y	20.50	9.23	27.70	-2.40	35.25	6.40

Node	Load	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)	MX (tonf*m)	MY (tonf*m)	MZ (tonf*m)
84	UG7Y	2.18	32.19	30.15	76.20	11.54	3.77
85	UG7Y	9.56	25.34	29.40	77.90	43.99	2.75
86	UG7Y	4.72	15.35	36.61	48.85	36.57	4.58
87	UG7Y	4.27	3.54	28.53	19.77	24.52	0.00
173	UG7Y	3.80	13.71	45.83	47.44	16.80	3.57
1	UG7-X	-3.31	-13.75	4.18	0.00	0.00	0.00
25	UG7-X	-34.89	-4.05	4.66	0.00	0.00	0.00
55	UG7-X	-10.84	-13.64	20.31	-33.52	-10.61	-1.39
56	UG7-X	-6.03	-11.84	-2.59	-18.55	-7.45	-9.44
57	UG7-X	-28.14	-9.19	6.52	-14.13	-54.32	-11.05
58	UG7-X	-2.66	-5.91	17.18	-21.50	-8.25	0.00
59	UG7-X	-2.64	-6.91	18.50	-30.00	-9.62	0.00
60	UG7-X	-9.18	-9.16	16.31	-38.95	-26.52	-6.65
61	UG7-X	-6.10	-12.07	-9.64	-37.65	-20.45	-5.23
62	UG7-X	-6.47	-11.77	-0.40	-38.26	-26.54	-4.48
64	UG7-X	-9.67	-10.31	-3.19	-33.20	-32.50	-5.61
81	UG7-X	-11.70	-6.06	19.37	-0.44	-22.88	-3.05
82	UG7-X	-16.48	-3.77	22.85	-1.36	-40.93	-2.98
83	UG7-X	-17.75	4.93	17.50	-8.75	-46.01	-3.92
84	UG7-X	-22.26	-10.91	14.78	-34.99	-47.03	-6.33
85	UG7-X	-14.34	-14.85	23.97	-24.52	-65.44	-9.04
86	UG7-X	-16.47	-6.41	25.74	-19.87	-83.01	-3.70
87	UG7-X	-7.22	-1.77	9.56	-6.79	-41.63	0.00
173	UG7-X	-3.25	-10.03	-7.24	-33.44	-18.31	-5.97
1	UG7-Y	-3.36	-27.23	3.09	0.00	0.00	0.00
25	UG7-Y	-18.77	-7.68	6.01	0.00	0.00	0.00
55	UG7-Y	-8.30	-17.92	21.47	-43.65	-7.72	-3.06
56	UG7-Y	-7.15	-13.90	-5.35	-22.64	-8.20	-6.61
57	UG7-Y	-24.22	-11.99	2.14	-18.83	-42.69	-13.48
58	UG7-Y	-1.60	-12.18	20.35	-44.12	-5.24	0.00
59	UG7-Y	-1.48	-14.92	21.16	-65.06	-5.71	0.00
60	UG7-Y	-5.04	-16.04	18.56	-68.76	-15.33	-14.54
61	UG7-Y	-3.39	-13.39	-12.28	-41.98	-11.89	-8.37
62	UG7-Y	-5.12	-13.18	-5.63	-42.79	-22.35	-5.25
64	UG7-Y	-8.38	-14.09	-12.77	-46.36	-28.47	-3.68

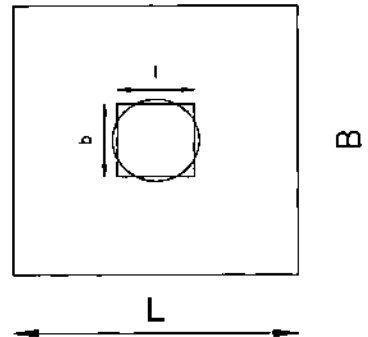
Nodo	Load	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)	MX (tonf*m)	MY (tonf*m)	MZ (tonf*m)
81	UG7-Y	-6.84	-8.52	18.19	-2.81	-12.98	-1.99
82	UG7-Y	-9.22	-6.16	22.02	-4.41	-22.43	-1.80
83	UG7-Y	-8.56	3.50	18.13	-10.62	-24.62	-6.59
84	UG7-Y	-13.92	-26.92	15.70	-77.39	-28.57	-4.77
85	UG7-Y	-8.20	-30.81	21.70	-65.03	-34.75	-4.19
86	UG7-Y	-8.24	-14.91	21.25	-46.79	-33.32	-3.75
87	UG7-Y	-3.76	-3.91	13.43	-17.47	-21.32	0.00
173	UG7-Y	-1.95	-13.83	-16.65	-46.67	-13.21	-4.00
1	U_G01	0.03	-2.43	11.09	0.00	0.00	0.00
25	U_G01	19.47	0.01	17.36	0.00	0.00	0.00
55	U_G01	-9.89	0.68	45.19	-1.49	-6.76	0.04
56	U_G01	-6.43	0.48	22.00	-0.06	-5.33	-0.73
57	U_G01	-12.00	-1.38	31.79	1.74	-8.99	-0.66
58	U_G01	0.17	0.07	49.42	-0.25	0.60	0.00
59	U_G01	0.12	-0.04	48.94	0.19	0.54	0.00
60	U_G01	3.00	-0.18	43.78	0.59	6.10	-0.20
61	U_G01	2.42	0.18	21.75	-1.06	5.30	-0.60
62	U_G01	6.58	0.85	36.74	-2.40	12.98	-0.46
64	U_G01	-5.11	-0.54	36.46	1.74	-12.00	-0.38
81	U_G01	-0.05	-7.47	42.47	3.83	-0.20	-0.04
82	U_G01	0.29	-3.27	48.33	3.28	-0.50	-0.04
83	U_G01	12.49	13.31	45.71	-13.62	11.12	-0.20
84	U_G01	-12.28	5.51	45.14	-1.25	-17.81	-1.04
85	U_G01	1.42	-5.73	50.05	13.46	9.66	-1.50
86	U_G01	-3.68	0.47	56.54	2.16	3.40	0.87
87	U_G01	0.54	-0.38	39.32	2.40	3.35	0.00
173	U_G01	1.93	-0.13	25.69	0.81	3.75	-0.45

4.10.1 Diseño de Zapatas – Rampa 1

DISEÑO ZAPATAS A1

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
A-1	29.89	299	27.00	270	23.17	232	9.3	93.3



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$

4 -Materiales

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 298.9 kN
 Peso propio (14%) 41.85 kN
 $\Sigma P = 341 \text{ kN}$

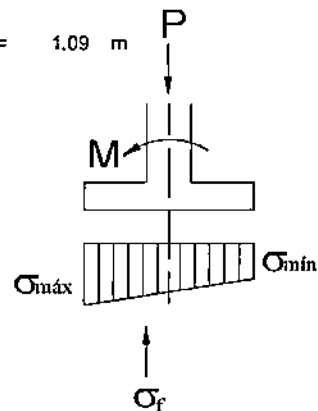
Excentricidad (e)= 1.09 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 1.31 \text{ m}^2$ L= 1.14 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

$\sigma_{max} = 247.66 \text{ KN/m}^2$
 OK



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_c = 0 + \frac{1.46}{2.3} (247.66-0) = 157.23 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 165 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 280.069 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	280.1	230	52	0.001204	29.90	15.0 # 5 / c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

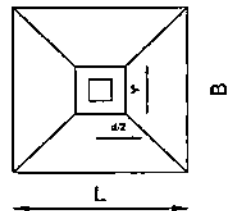
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (247.66-0) = 185.23 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 203 \text{ KN}$$

$$V_u = 366 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{366.19}{1.14 \cdot 0.52} = 617.54 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (247.66-0) = 213.22 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 160 \text{ KN} \quad V_u = 288.59 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{288.59}{2.30 \cdot 0.52} = 241.30 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1398.2 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

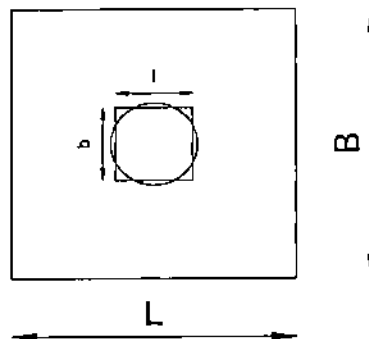
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS A3

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
A-3	34.82	348	32.01	320	11.34	113	9.1	90.5



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}	=	2.6 kg/cm ²	=	260 kN/m ²
----------------	---	------------------------	---	-----------------------

4 -Materiales

f'_c	=	28 MPa
f_y	=	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 348.2 kN
Peso propio (14%) 48.75 kN
 ΣP 397 kN

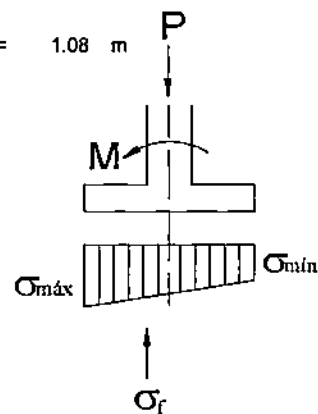
Excentricidad (e)= 1.08 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 1.53 \text{ m}^2$ L= 1.24 m

L Final= 2.4 m B final= 2.4 m

$\sigma_{max} = 254.2 \text{ KN/m}^2$
OK



6 -Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.51}{2.4} (254.2-0) = 159.95 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 198 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 336.589 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	A_s (cm ²)	(Colocar)
M	336.6	240	52	0.001389	31.20	16.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

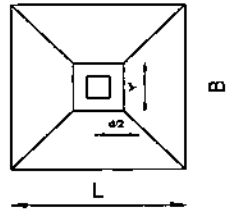
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.770}{2.4} (254.2-0) = 187.49 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y' = 1.14$$

$$V(d/2) = 232 \text{ KN}$$

$$V_u = 418 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{418.16}{1.14 \cdot 0.52} = 705.17 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.030}{2.4} (254.2-0) = 215.03 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 197 \text{ KN} \quad V_u = 354.89 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{354.89}{2.40 \cdot 0.52} = 284.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1628.81 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

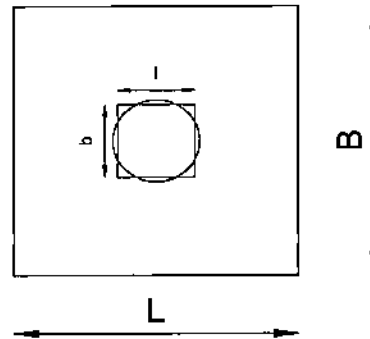
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$L_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS A6

1 -Cargas

	CARGA							
Columna	PM		Mx		My		FH	
	(Tón) (kN)		Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
A-6	14.32	143	29.10	291	5.15	51.5	11.9	119



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 6

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}	=	2.6 kg/cm ²	=	260 kN/m ²
----------------	---	------------------------	---	-----------------------

4 -Materiales

f'_c	=	28 MPa
f_y	=	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 143.2 kN
 Peso propio (14%) 20.04 kN
 ΣP 163 kN

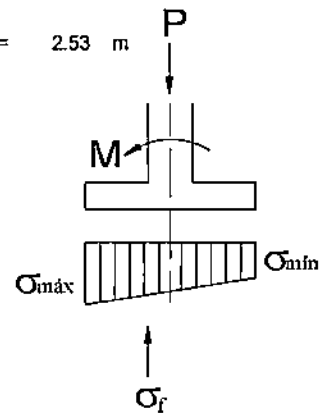
Excentricidad (e)= 2.53 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 0.63 m² L= 0.79 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

σ_{max} = 234.74 kN/m²
 OK



6 -Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (234.74-0) = 149.03 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 156 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 264.422 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (KN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	264.4	230	52	0.001136	29.90	15.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

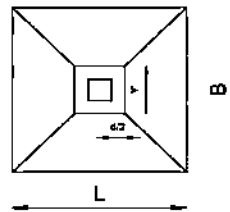
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (234.74-0) = 176.56 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 192 \text{ KN}$$

$$V_u = 346 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{346.91}{1.14 \cdot 0.52} = 583.33 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (234.74-0) = 202.10 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 151 \text{ KN} \quad V_u = 272.68 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{272.68}{2.30 \cdot 0.52} = 227.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 669.573 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 6$$

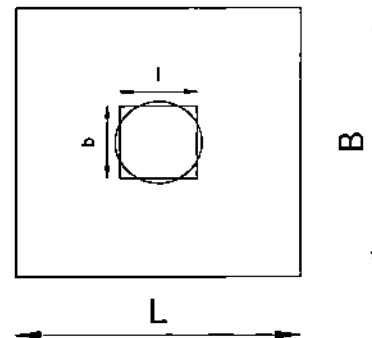
$$L_d = 0.3780 \text{ m} > 0.32 \text{ m}$$

$$l_d = 0.38 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS A7

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
A-7	18.85	188	15.06	151	2.07	20.7	9.6	95.8



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 6

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}	2.6 kg/cm ²	260 kN/m ²
----------------	------------------------	-----------------------

4 -Materiales

f'_c	28 MPa
f_y	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 188.5 kN
Peso propio (14%) 26.39 kN
 ΣP 215 kN

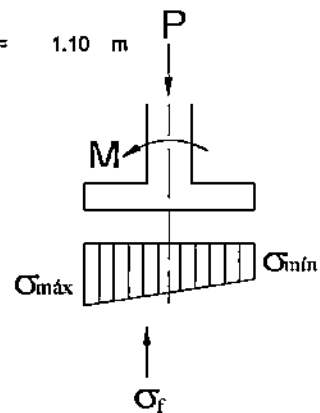
Excentricidad (e)= 1.10 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 0.83 m² l= 0.91 m

L Final= 2 m B final= 2 m

σ_{max} = 231.58 kN/m²
OK



6 - Análisis de Flexión

$f_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_c = 0 + \frac{1.31}{2} (231.58-0) = 151.71 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 90.7 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 154.149 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	154.1	200	52	0.00759	26.00	13.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

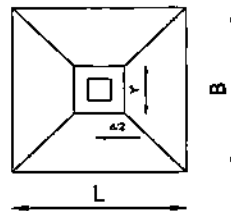
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.570}{2} (231.58-0) = 181.81 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y' = 1.14$$

$$V(d/2) = 131 \text{ KN}$$

$$V_u = 236 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{235.94}{1.14 \cdot 0.52} = 397.89 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.830}{2} (231.58-0) = 211.92 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 71.1 \text{ KN} \quad V_u = 127.94 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{127.94}{2.00 \cdot 0.52} = 123.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 881.63 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 6$$

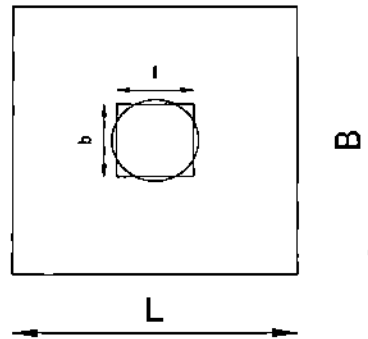
$$L_d = 0.3780 \text{ m} > 0.32 \text{ m}$$

$$l_d = 0.38 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B1

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
B-1	24.71	247	27.31	273	11.31	113	9.0	90.4



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}	=	2.6 kg/cm ²	=	260 kN/m ²
----------------	---	------------------------	---	-----------------------

4 -Materiales

f'_c	=	28 MPa
f_y	=	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 247.1 kN
Peso propio (14%) 34.59 kN
 ΣP 282 kN

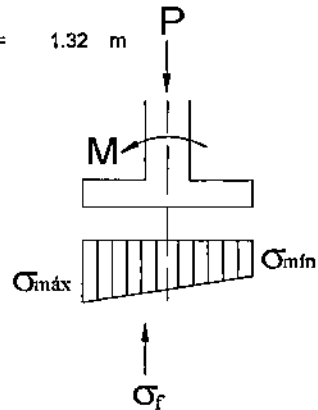
Excentricidad (e)= 1.32 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 1.08 m² L= 1.04 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

σ_{max} = 237.25 KN/m²
OK



6 -Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (237.25-0) = 150.62 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 157 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 267.462 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M _{columna}	267.5	230	52	0.001149	29.90	15.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

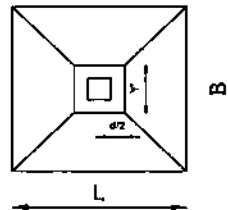
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (237.25-0) = 177.44 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 194 \text{ KN}$$

$$V_u = 350 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{349.85}{1.14 \cdot 0.52} = 589.98 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (237.25-0) = 204.26 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 153 \text{ KN} \quad V_u = 275.77 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{275.77}{2.30 \cdot 0.52} = 230.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1155.53 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

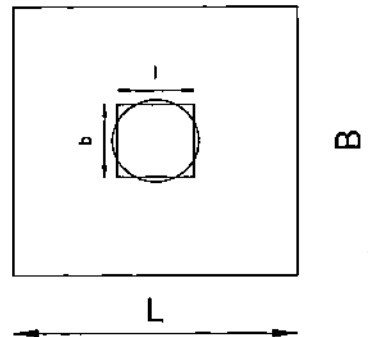
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B2

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
B-2	17.98	180	46.21	462	14.10	141	10.6	106



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

f'c =	28 MPa
f _y =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 179.8 kN
Peso propio (14%) 25.17 kN
 ΣP 205 kN

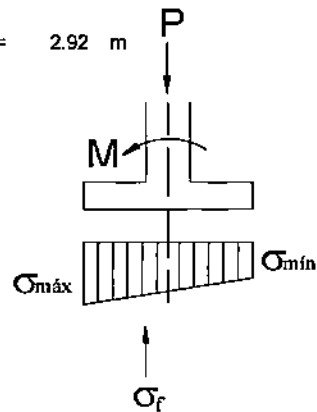
Excentricidad (e)= 2.92 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentacion} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.79 \text{ m}^2 \quad L = 0.89 \text{ m}$$

L Final= 2.6 m B final= 2.6 m

$$\sigma_{max} = 234.89 \text{ KN/m}^2 \text{ OK}$$



6 - Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\alpha_f = -174 + \frac{1.61}{2.6} (234.89 - 174.24) = 79.13 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 215 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 364.997 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	A_s (cm ²)	(Colocar)
M	365.0	260	52	0.001391	33.80	17.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

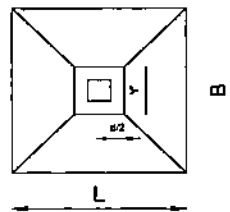
$$\alpha_{(u/2)} = -174 + \frac{1.870}{2.6} (234.89 - 174.24) = 120.05 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 225 \text{ KN}$$

$$V_u = 405 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{405.36}{1.14 \cdot 0.52} = 683.59 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\alpha_{(d)} = -174 + \frac{2.130}{2.6} (234.89 - 174.24) = 160.96 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 227 \text{ KN} \quad V_u = 407.75 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{407.75}{2.60 \cdot 0.52} = 301.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 841.019 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

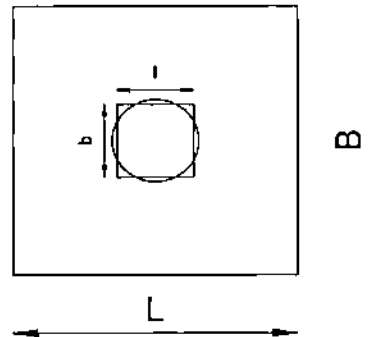
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B4

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
B-4	19.16	192	43.50	435	4.15	41.5	9.9	99.2



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 191.6 kN
Peso propio (14%) 26.82 kN
 $\Sigma P = 218 \text{ kN}$

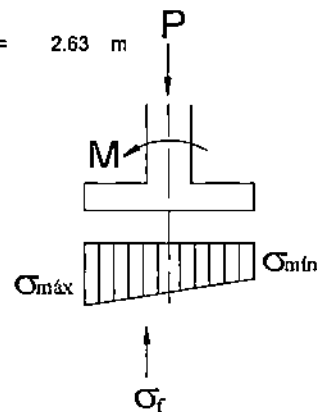
Excentricidad (e)= 2.63 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentacion} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.84 \text{ m}^2 \quad L = 0.92 \text{ m}$$

L Final= 2.5 m B final= 2.5 m

$$\sigma_{max} = 255.76 \text{ kN/m}^2 \text{ OK}$$



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.55}{2.5} (255.76-0) = 159.61 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 228 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 388.358 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	388.4	250	62	0.001079	38.75	20.0 # 5 /c 12.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

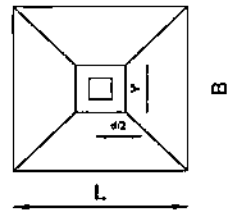
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.870}{2.5} (255.76-0) = 191.33 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.31 \text{ m} \quad Y = 1.24$$

$$V_{(d/2)} = 246 \text{ KN}$$

$$V_u = 442 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{442.40}{1.24 \cdot 0.62} = 575.28 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.180}{2.5} (255.76-0) = 223.04 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.62 \text{ m}$$

$$V_{(d)} = 180 \text{ KN} \quad V_u = 323.13 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{323.13}{2.50 \cdot 0.62} = 208.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 895.94 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 8$$

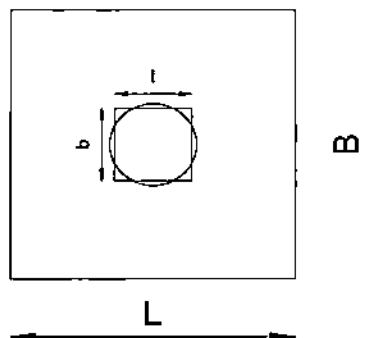
$$L_d = 0.5040 \text{ m} > 0.427 \text{ m}$$

$$l_d = 0.50 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B5

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
B-5	19.63	196	29.26	293	3.88	38.8	8.2	81.6



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 196.3 kN
Peso propio (14%) 27.49 kN
 ΣP 224 kN

Excentricidad (e)= 1.74 m

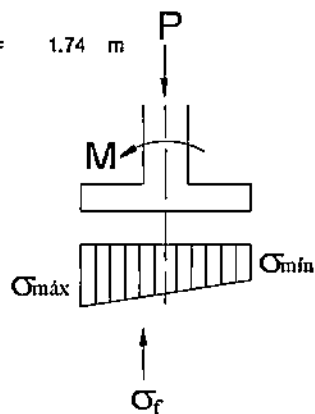
Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentacion} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.86 \text{ m}^2 \quad L = 0.93 \text{ m}$$

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

$$\sigma_{max} = 234.31 \text{ KN/m}^2$$

OK



6 -Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (234.31-0) = 148.75 \text{ KN/m}^2$$

H Zapata= 0.6 m

Recubrimiento= 0.08 m

M en el borde de la columna = 155 KN-m

$$\phi M_n = 263.902 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	263.9	230	52	0.001134	29.90	15.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

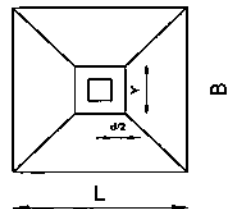
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (234.31-0) = 175.24 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y' = 1.14$$

$$V(d/2) = 192 \text{ KN}$$

$$V_u = 345 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{345.24}{1.14 \cdot 0.52} = 582.21 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (234.31-0) = 201.73 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 151 \text{ KN} \quad V_u = 272.15 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{272.15}{2.30 \cdot 0.52} = 227.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 918.239 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

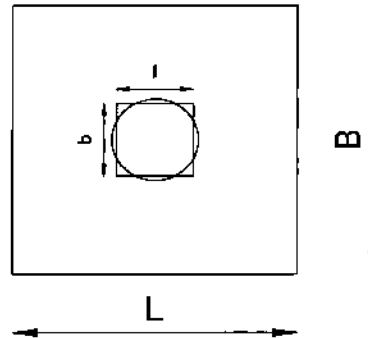
$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m} \quad l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B7

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
B-7	20.16	202	22.73	227	13.66	137	8.5	85



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}	2.6 kg/cm ²	260 kN/m ²
----------------	------------------------	-----------------------

4 -Materiales

f'_c	28 MPa
f_y	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 201.6 kN
Peso propio (14%) 28.23 kN
 ΣP 230 kN

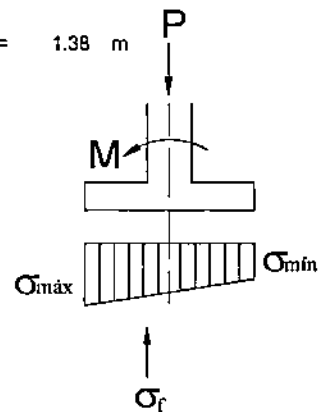
Excentricidad (e)= 1.38 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 0.88 m² L= 0.94 m

L Final= 2.1 m B final= 2.1 m

σ_{max} = 257.63 KN/m²
OK



6 -Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_r = 0 + \frac{1.36}{2.1} (257.63-0) = 166.87 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 122 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 208.076 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento "	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	208.1	240	52	0.000978	27.30	14.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

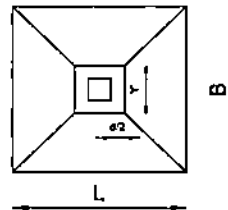
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.620}{2.1} (257.63-0) = 198.77 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 168 \text{ KN}$$

$$V_u = 302 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{301.86}{1.14 \cdot 0.52} = 509.05 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.880}{2.1} (257.63-0) = 230.66 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 107 \text{ KN} \quad V_u = 192.5 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{192.50}{2.10 \cdot 0.52} = 176.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 942.959 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

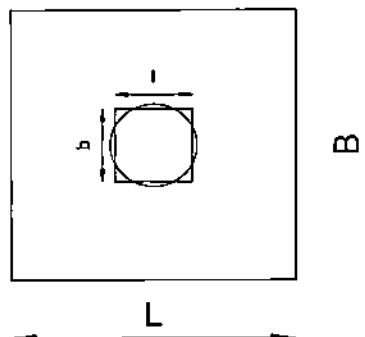
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS C3

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
C-3	30.55	306	31.63	316	11.20	112	9.1	91.4



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$

4 -Materiales

$f'_c = 28 \text{ MPa}$
 $f_y = 420 \text{ MPa}$

5 -Area de cimentación

Columnas 305.5 kN
Peso propio (14%) 42.77 kN
 $\Sigma P = 348 \text{ kN}$

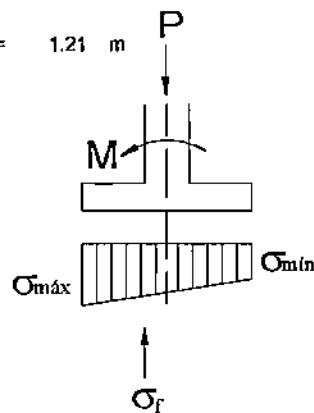
Excentricidad (e)= 1.21 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentación= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 1.34 \text{ m}^2$ L= 1.16 m

L Final= 2.4 m B final= 2.4 m

$\sigma_{max} = 244.08 \text{ KN/m}^2$
OK



6 -Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.51}{2.4} (244.08-0) = 153.59 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 190 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 322.263 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	322.3	240	52	0.001329	31.20	16.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

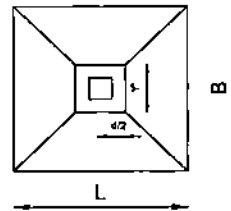
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.770}{2.4} (244.08-0) = 180.03 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y' = 1.14$$

$$V(d/2) = 223 \text{ KN}$$

$$V_u = 401 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{400.52}{1.14 * 0.52} = 675.43 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.030}{2.4} (244.08-0) = 206.47 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 189 \text{ KN} \quad V_u = 339.97 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{339.97}{2.40 * 0.52} = 272.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1428.91 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

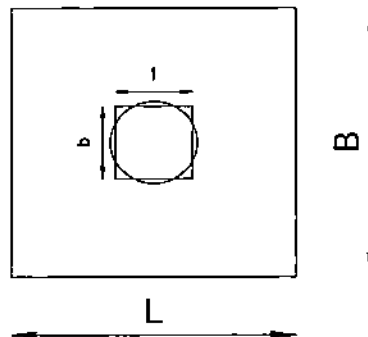
$$L_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

4.10.2 Diseño de Zapatas – Rampa 2

DISEÑO ZAPATAS A2

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
A-2	14.85	148	15.13	151	2.73	27.3	7.8	77.7



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 6

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

$f_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa

5 -Area de cimentación

Columnas 148.5 kN
Peso propio (14%) 20.79 kN
 ΣP 169 kN

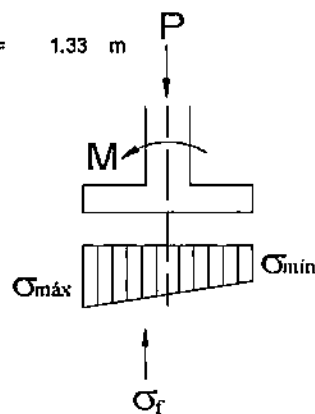
Excentricidad (e)= 1.33 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentación} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.65 \text{ m}^2 \quad L = 0.81 \text{ m}$$

L Final= 1.9 m B final= 1.9 m

$$\sigma_{max} = 244.26 \text{ KN/m}^2 \text{ OK}$$



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.26}{1.9} (244.26-0) = 162.01 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 78.7 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 133.841 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	133.8	190	52	0.000693	24.70	13.0 # 5 /c 14.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

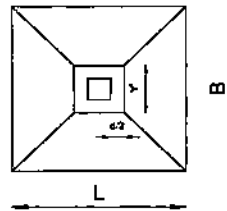
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.520}{1.9} (244.26-0) = 195.43 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 120 \text{ KN}$$

$$V_u = 216 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{215.53}{1.14 * 0.52} = 363.47 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.780}{1.9} (244.26-0) = 228.86 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 51 \text{ KN} \quad V_u = 91.824 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{91.82}{1.90 * 0.52} = 92.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 694.461 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 6$$

$$L_d = 0.3780 \text{ m} > 0.32 \text{ m}$$

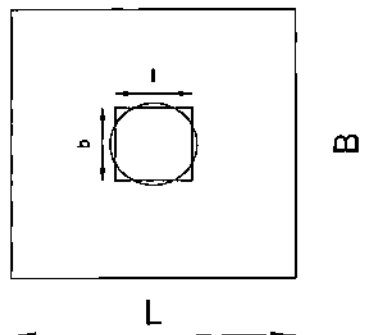
$$L_d = 0.38 \text{ m} \quad \text{OK}$$

U142

DISEÑO ZAPATAS A3

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM	Mx	My	FH				
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
A-3	16.64	166	26.97	270	3.00	30	11.2	112



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 6

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentación

Columnas 166.4 kN
Peso propio (14%) 23.3 kN
 $\Sigma P = 190 \text{ kN}$

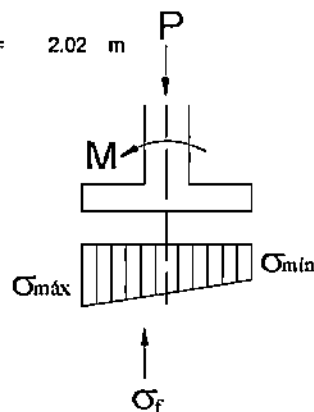
Excentricidad (e)= 2.02 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentacion} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.73 \text{ m}^2 \quad L = 0.85 \text{ m}$$

L Final= 2.2 m B final= 2.2 m

$$\sigma_{max} = 255.51 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$



6 - Analisis de Flexión

$F_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.41}{2.2} (255.51-0) = 163.78 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 144 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 245.595 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	A_s (cm ²)	(Colocar)
M	245.6	220	52	0.001103	28.60	15.0 # 5 /c 14.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

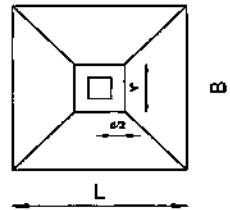
$$\sigma_{(wz)} = 0 + \frac{1.670}{2.2} (255.51-0) = 193.98 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y' = 1.14$$

$$V(d/2) = 188 \text{ KN}$$

$$V_u = 338 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{338.11}{1.14 \cdot 0.52} = 570.18 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(w)} = 0 + \frac{1.930}{2.2} (255.51-0) = 224.17 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 135 \text{ KN} \quad V_u = 242.93 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{242.93}{2.20 \cdot 0.52} = 212.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 778.386 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 6$$

$$L_d = 0.3780 \text{ m} > 0.32 \text{ m}$$

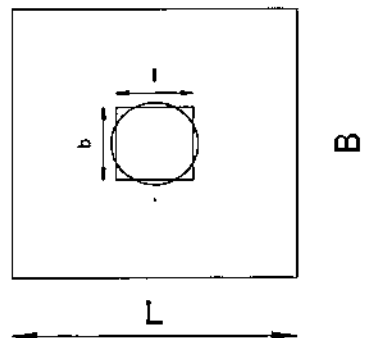
$$l_d = 0.38 \text{ m} \quad \text{OK}$$

0144

DISEÑO ZAPATAS A4

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
A-4	18.88	189	23.50	235	2.85	28.5	19.8	198



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa

5 -Area de cimentación

Columnas 188.8 kN
Peso propio (14%) 26.44 kN
 $\Sigma P = 215 \text{ kN}$

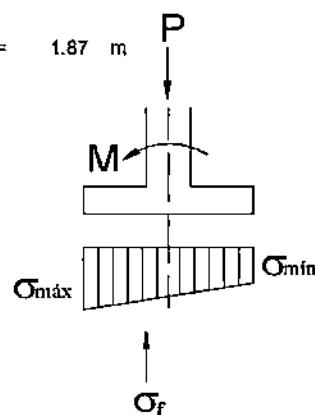
Excentricidad (e)= 1.87 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentación} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.83 \text{ m}^2 \quad L = 0.91 \text{ m}$$

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

$$\sigma_{max} = 239.58 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$



6 - Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (239.58-0) = 152.10 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 159 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 270.284 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (KN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	270.3	230	52	0.001162	29.90	15.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

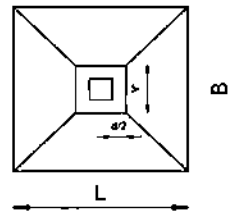
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (239.58-0) = 179.18 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 196 \text{ KN}$$

$$V_u = 354 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{353.50}{1.14 \cdot 0.52} = 596.14 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (239.58-0) = 206.27 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 155 \text{ KN} \quad V_u = 278.64 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{278.64}{2.30 \cdot 0.52} = 232.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 883.201 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

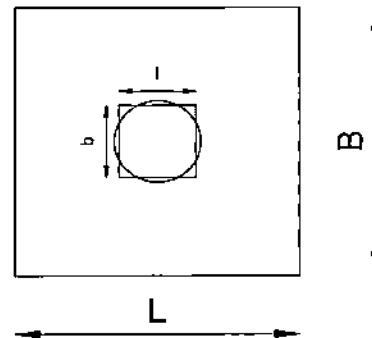
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B1'

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
B-1'	21.60	216	29.89	299	6.05	60.5	5.2	51.5



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 216 kN
 Peso propio (14%) 30.24 kN
 $\Sigma P = 246 \text{ kN}$

Excentricidad (e)= 1.55 m

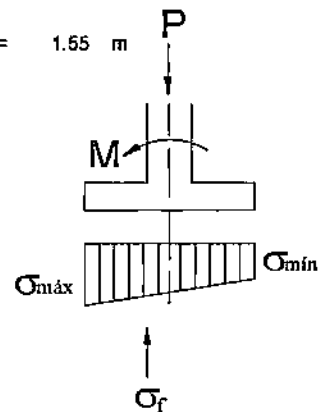
Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentacion} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.95 \text{ m}^2 \quad L = 0.97 \text{ m}$$

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

$$\sigma_{max} = 234.86 \text{ kN/m}^2$$

OK



C147

6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (234.86-0) = 149.10 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 154 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 261.259 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²) (Colocar)
ϕM_n	261.3	230	62	0.00787	35.65
					18.0 # 5 /c 12.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

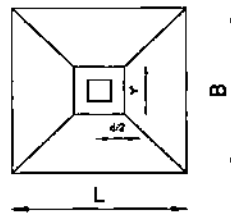
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.770}{2.3} (234.86-0) = 180.76 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.31 \text{ m} \quad Y' = 1.24$$

$$V(d/2) = 181 \text{ KN}$$

$$V_u = 326 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{325.71}{1.24 * 0.62} = 423.54 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.080}{2.3} (234.86-0) = 212.41 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.62 \text{ m}$$

$$V(d) = 106 \text{ KN} \quad V_u = 189.98 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{189.98}{2.30 * 0.62} = 133.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1010.13 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 8$$

$$L_d = 0.5040 \text{ m} > 0.427 \text{ m}$$

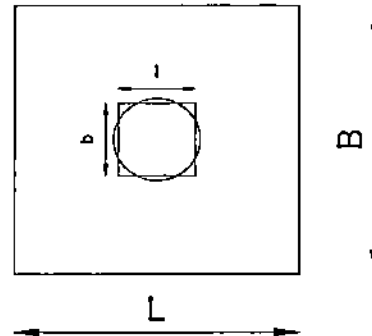
$$L_d = 0.50 \text{ m} \quad \text{OK}$$

0148

DISEÑO ZAPATAS B2'

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
B-2'	21.41	214	57.50	575	14.62	146	8.6	86.3



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 214.1 kN
Peso propio (14%) 29.98 kN
 $\Sigma P = 244 \text{ kN}$

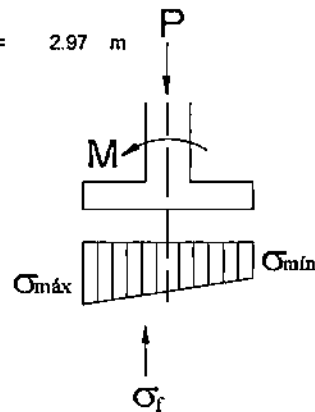
Excentricidad (e)= 2.97 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentacion} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.94 \text{ m}^2 \quad L = 0.97 \text{ m}$$

L Final= 2.7 m B final= 2.7 m

$$\sigma_{max} = 254.31 \text{ KN/m}^2 \text{ OK}$$



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_r = 0 + \frac{1.66}{2.7} (254.31-0) = 156.37 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 299 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 508.351 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	508.4	270	62	0.001311	41.85	21.0 # 5 /c 12.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

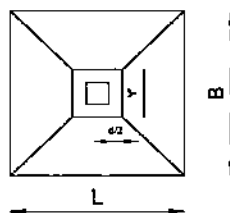
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.970}{2.7} (254.31-0) = 185.57 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.31 \text{ m} \quad Y = 1.24$$

$$V(d/2) = 295 \text{ KN}$$

$$V_u = 531 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{530.75}{1.24 \cdot 0.62} = 690.16 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.280}{2.7} (254.31-0) = 214.77 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.62 \text{ m}$$

$$V(d) = 249 \text{ KN} \quad V_u = 448.18 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{448.18}{2.70 \cdot 0.62} = 267.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1001.5 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 8$$

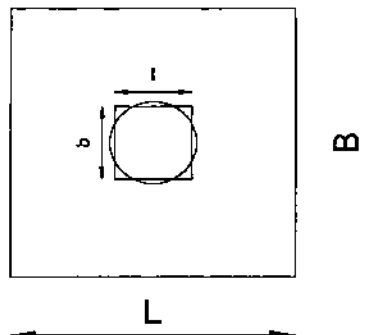
$$L_d = 0.5040 \text{ m} > 0.427 \text{ m}$$

$$l_d = 0.50 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B3

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
B-3	19.60	196	51.93	519	29.33	293	16.9	169



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm} = 2.6 kg/cm² = 260 kN/m²

4 -Materiales

f'_c = 28 MPa
 f_y = 420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 196 kN
Peso propio (14%) 27.44 kN
 ΣP 223 kN

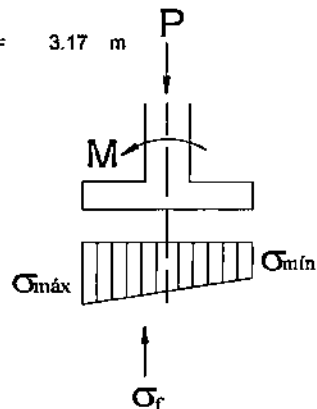
Excentricidad (e)= 3.17 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 0.86 m² L= 0.93 m

L Final= 2.9 m B final= 2.9 m

σ_{max} = 200.64 KN/m²
OK



6 -Análisis de Flexión

$f_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.76}{2.9} (200.64-0) = 121.78 \text{ KN/m}^2$$

H Zapata= 0.6 m

Recubrimiento= 0.08 m

M en el borde de la columna = 301 KN-m

$$\phi M_n = 512.252 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	p	As (cm ²)	(Colocar)
M	512.3	290	52	0.001755	37.70	19.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

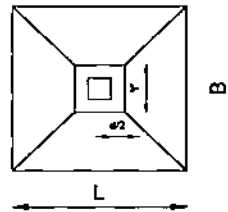
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{2.020}{2.9} (200.64-0) = 139.77 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V_{(d/2)} = 280 \text{ KN}$$

$$V_u = 505 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{504.61}{1.14 \cdot 0.52} = 850.97 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.280}{2.9} (200.64-0) = 157.76 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V_{(d)} = 300 \text{ KN} \quad V_u = 539.41 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{539.41}{2.90 \cdot 0.52} = 357.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 916.818 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

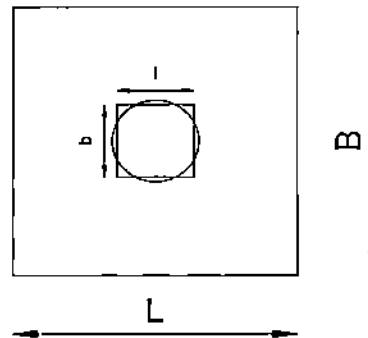
$$L_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

C152

DISEÑO ZAPATAS B4'

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
B-4'	20.10	201	50.80	508	7.70	77	21.5	215



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 201 kN
Peso propio (14%) 28.14 kN
 $\Sigma P = 229 \text{ kN}$

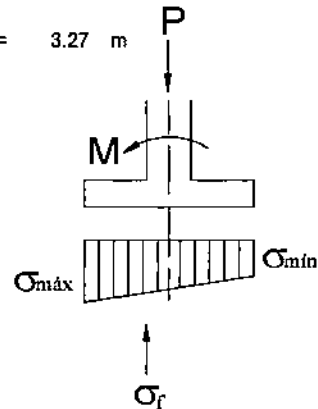
Excentricidad (e)= 3.27 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentacion} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.88 \text{ m}^2 \quad L = 0.94 \text{ m}$$

L Final= 2.8 m B final= 2.8 m

$$\sigma_{max} = 234.33 \text{ KN/m}^2 \text{ OK}$$



6 - Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.71}{2.8} (234.33-0) = 143.12 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 311 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 528.963 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (KN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M:	529.0	280	62	0.001315	43.40	22.0 # 5 /c 12.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

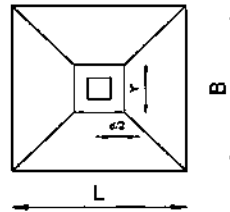
$$\sigma_{(u/2)} = 0 + \frac{2.020}{2.8} (234.33-0) = 169.07 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.31 \text{ m} \quad Y' = 1.24$$

$$V(d/2) = 294 \text{ KN}$$

$$V_u = 530 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{529.76}{1.24 \cdot 0.62} = 688.87 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.330}{2.8} (234.33-0) = 195.01 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.62 \text{ m}$$

$$V(d) = 263 \text{ KN} \quad V_u = 473.08 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{473.08}{2.80 \cdot 0.62} = 272.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 940.158 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 8$$

$$L_d = 0.5040 \text{ m} > 0.427 \text{ m}$$

$$l_d = 0.50 \text{ m} \quad \text{OK}$$

4.11 CALCULO DE DEFLEXIONES

Se analizan las deflexiones máximas teóricas que ocurrirán en la estructura con las cargas permanentes y en servicio. Se revisa que la deformación máxima presentada por carga viva no supere el 1/1000 de la luz de cada vano.

$11.70/1000 = 0.0117$ m máx. Deflexión.

Max deflexión = 0.008 m OK

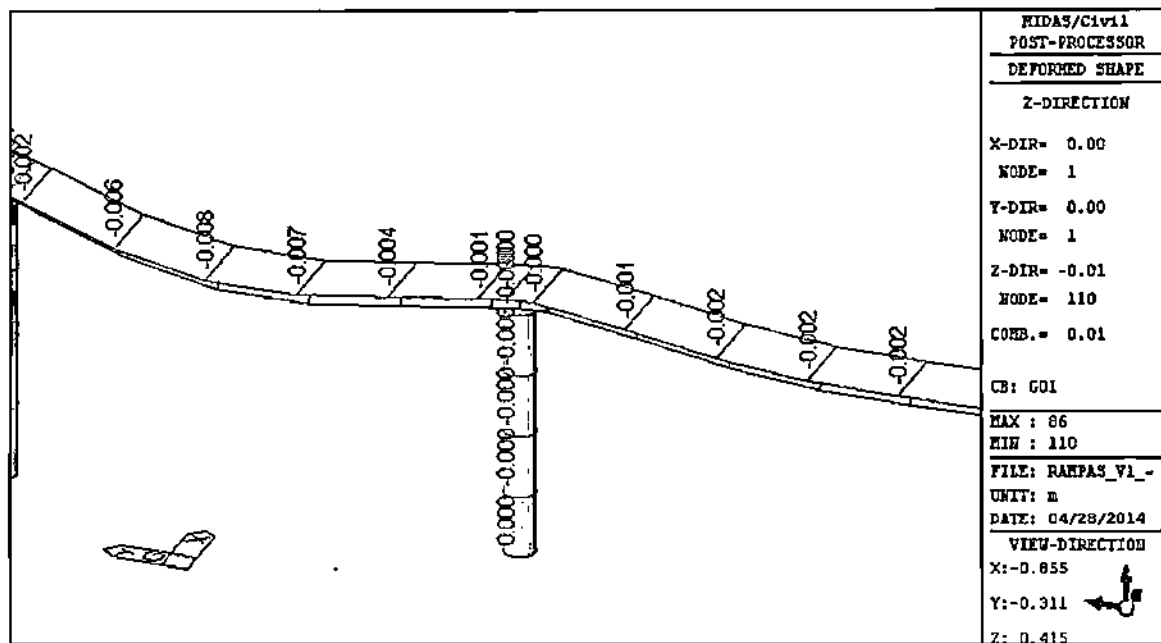


Figura 9. Deflexión Máxima por Carga Viva en Viga

4.12 CHEQUEO DE LA FRECUENCIA DE LA ESTRUCTURA

De acuerdo al Guide Specifications For Pedestrian Bridges, se debe chequear la frecuencia fundamental de la estructura para cargas muertas permanentes de acuerdo a los criterios:

$$\Delta DL \text{ máx.} = 0.006 \text{ m} = 0.0196 \text{ ft}$$

$$f = 0.18 \sqrt{(g/\Delta DL)} = 0.18 \sqrt{(32.2/0.0196)} = 7.29 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz OK}$$

$$f > 2.86 \ln (180/W)$$

Donde W = Carga muerta total en kips.

$$W = 23.9 \text{ ton aprox. c/luz} = 53.63 \text{ kips}$$

$$2.86 \ln (180/53.63) = 3.43 \text{ Hz} < f \text{ OK}$$

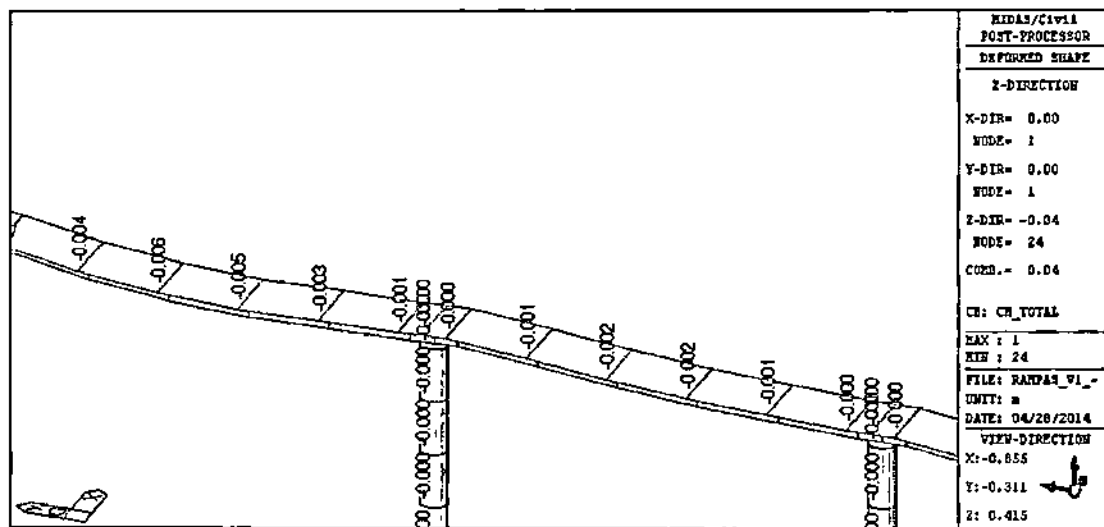


Figura 10. Deflexión Máxima por Cargas Muertas en Viga

4.13 DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO

4.13.1 Neoprenos Rampa 1

	L cálculo =	11.70 m	460.6 in	
	R _m =	22.70 ton	50044.9 lb	
	R _u =	8.00 ton	17636.96 lb	
			67681.83 lb	
Temperatura:				
	Min =	8 °C		
	Max =	30 °C		
	Δt =	22 °C	72 °F	
Δt Δretracción y Fraguado =		15 °C		
Δt ΔCreep & Shrinkage =		7 °C		
ΣΔt =		45 °C	112 °F	
Dureza =		60		
G =		9.1 kg/cm²	130.00 psi	
β capa interna =		1.00		
β capa externa =		1.40		
Deformación Viga:				
ΔTOTAL =		0.31 in	0.79 cm	
h _R capa interior neopreno =		0.591 in	1.500 cm	
h _R capa exterior neopreno =		0.439 in	1.115 cm	
espesor de lámina =		0.250 in	0.635 cm	
T mín =		0.62 in		
T máx =		25.40 in	usar T	1.969 in O.K
				5.00 cm
			(3 capas de neopreno + 2 capas de ref.)	
Area Requerida Neopreno:				
	A1 =	100.1 in²		
	A2 =	84.6 in²	usar A	186 in²
				1200 cm²
DIMENSIONES APOYO				
	L =	13.6 in		
	W =	13.6 in		
	L =	11.8 in		30 cm
	W =	15.7 in		40 cm
	A =	186 in²	O.K	
Modulo de Elasticidad e Inercia:				
	E viga =	209165 kg/cm²	2988071 psi	
	I viga =	0.0200 m⁴	48083.8 in⁴	
FACTOR DE FORMA				
	S máx. capa interna =	7.69		
	S =	5.71	O.K	
	S máx. capa externa =	10.77		
	S =	7.69	O.K	

CHEQUEO A COMPRESIÓN

σ_{DL} =	269.06 psi	O.K	= 18.83 kg/cm ²
σ_{DL+LL} =	363.88 psi	O.K	= 25.47 kg/cm ²
σ_{CTL} =	25.58 kg/cm ²		< 70 kg/cm ² OK

EVALUACIÓN ROTACIÓN ELASTOMERO

ϵ =	0.070	
Δc =	0.034 in	= 0.09 cm
θ_{max} =	0.0057 rad	
θ =	0.0042 rad	O.K

CHEQUEO FUERZA CORTANTE

$E_{neopreno}$ =	130 psi	= 9.10 kg/cm ²
Max.F.C. =	10.01 klb	= 4.45 ton
F. Cortante, H =	3.81 klb	O.K = 1.72 ton
Δ_{TOTAL} =	0.31 in	O.K

CHEQUEO DEL REFUERZO

F_s =	1700 kg/cm ²	
$300h_{ra}$ =	450 kg/cm	O.K

4.13.2 Neoprenos Rampa 2

L cálculo =	11.70 m	460.6 in
R_{cm} =	16.70 ton	36817.2 lb
R_{cv} =	5.60 ton	12345.87 lb
		49163.03 lb

Temperatura:

Min =	8 °C	
Max =	30 °C	
Δt =	22 °C	72 °F
Δt Δretracción y Fraguado =	15 °C	
Δt ΔCreep & Shrinkage =	7 °C	
$\Sigma \Delta t$ =	45 °C	112 °F
Dureza =	60	
G =	9.1 kg/cm ²	130.00 psi
β capa interna =	1.00	
β capa externa =	1.40	

Deformación Viga:

Δ_{TOTAL} =	0.31 in	0.79 cm
h_{ra} capa interior neopreno =	0.591 in	1.500 cm
h_{ra} capa exterior neopreno =	0.439 in	1.115 cm
espesor de lámina =	0.250 in	0.635 cm
T mín =	0.62 in	
T máx =	25.40 in	usar T 1.969 in O.K
		5.00 cm

(3 capas de neopreno + 2 capas de ref.)

Área Requiere Neopreno:

A1 =	73.6 in ²	usar A	186 in ²
A2 =	61.5 in ²		1200 cm ²

DIMENSIONES APOYO

L =	13.6 in		30 cm
W =	13.6 in		40 cm
L =	11.8 in		
W =	15.7 in		
A =	186 in ²	O.K.	

Modulo de Elasticidad e Inercia:

E viga =	209165 kg/cm ²		2988071 psi
I viga =	0.0200 m ⁴		48083.8 in ⁴

FACTOR DE FORMA

S máx. capa interna =	7.69	O.K.	
S =	5.71		
S máx. capa externa =	10.77		
S =	7.69	O.K.	

CHEQUEO A COMPRESIÓN

$\sigma_{ax} =$	197.94 psi	O.K.	= 13.86 kg/cm ²
$\sigma_{ax+u} =$	264.32 psi	O.K.	= 18.50 kg/cm ²
$\sigma_{gr} =$	18.58 kg/cm ²		< 70 kg/cm ² OK

EVALUACIÓN ROTACIÓN ELASTOMERO

$\epsilon =$	0.070		
$\Delta c =$	0.034 in		= 0.09 cm
$\Delta m_{ax} =$	0.0057 rad		
$\theta =$	0.0030 rad	O.K.	

CHEQUEO FUERZA CORTANTE

$F_{neopreno} =$	130 psi		= 9.10 kg/cm ²
Max F.C. =	7.36 kb	O.K.	= 3.28 ton
F. Cortante, H =	3.81 kb	O.K.	= 1.72 ton
$\Delta TOTAL =$	0.31 in	O.K.	

CHEQUEO DEL REFUERZO

$F_s =$	1700 kg/cm ²		
$300h_m =$	450 kg/cm	O.K.	

4.14 DISEÑO DE BORDILLOS POR METRO

	$f_y =$	42000 t/m^2		
	$f_c =$	2800 t/m^2		
Refuerzo longitudinal:				
	$W =$	0.074 t/m		
	$S =$	1.00 m		
	$E =$	1.26 m		
	$M_{cv} =$	$W \cdot S =$	0.07 t-m	
	$M_{cm} =$	0.01 t-m/m		
	$M_u =$	0.18 t-m/m	ancho =	
	$b_w =$	1.00 m		
	$d =$	0.10 m		
	$\rho =$	0.000476		
	$\rho_{\min} =$	0.000633		
	$A_s =$	0.000063 m^2/m		
	Barras :	1 No. 3 , $A_b =$	0.71 cm^2	! barras 3/8"
Refuerzo transversal:				
	$W =$	0.074 t/m		
	$M_u =$	0.024 t-m/m	ancho	
	$b_w =$	1.00 m		
	$d =$	0.10 m		
	$\rho =$	0.000064		
	$A_s =$	0.000006 m^2/m		
	$f_r =$	331.32 t/m^2		
	$I_g =$	0.00008 m^4		
	$Y_t =$	0.075 m		
	$M_{cr} =$	0.37 t-m		
	$M_n =$	0.44 t-m		
	$\rho_{\min} =$	0.001181		
	$A_{s \min} =$	0.000118 m^2/m		
	Barras de :	0.71 cm^2	c/ 0.601 m	8" c /0.30 m
Cortante:				
	$V_u =$	0.16 ton		
	$v_u =$	1.62 t/m^2		
	$v_c =$	88.69 t/m^2		
	$\phi v_n =$	75.38 t/m^2	> v_u	OK

5 MURO SENDERO EN CONCRETO REFORZADO

En el presente numeral se muestra el análisis y diseño estructural de los muros de corona, con el fin de suministrar una cartilla guía para la construcción de estas estructuras en el sendero peatonal.

5.1 ALCANCE

El alcance de este capítulo es el análisis y diseño de muros en concreto reforzado entre los 2.5 y los 5.0 metros de altura, así como la elaboración de los planos de construcción y el cálculo de cantidades de materiales por metro de longitud.

5.2 METODOLOGÍA

La estabilidad externa del muro se realizó empleando las teorías normalmente conocidas como lo son Rankine para el análisis estático, Coulomb y Mononobe Okabe para el análisis dinámico. Para el análisis de este tipo de muro, no se tuvo en cuenta el empuje pasivo generado por el suelo localizado en la parte frontal del muro, por considerar que es fácilmente erosionable. Los factores de seguridad empleados como parámetros fueron los siguientes:

FACTORES DE SEGURIDAD		
	ESTÁTICOS	DINÁMICOS
Volcamiento	2.00	1.50
Deslizamiento	1.50	1.13
$e < B/6$		
$B/6 \leq e < B/4$		

5.3 MATERIALES

Concretos: $f'c = 210 \text{ Kg./cm}^2$

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

5.4 EVALUACIÓN DE CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA

5.4.1 Cargas en Superficie

Para la carga en superficie se consideró un empuje de tierra adicional equivalente a una sobrecarga uniforme de 0.6 m de suelo (A.5.7.2.2 CCDSP)

5.4.2 Parámetros del Suelo

5.4.2.1 Suelo de fundación:

$$\phi = 30^\circ$$

$$\sigma_{adm} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

5.4.2.2 Suelo de relleno:

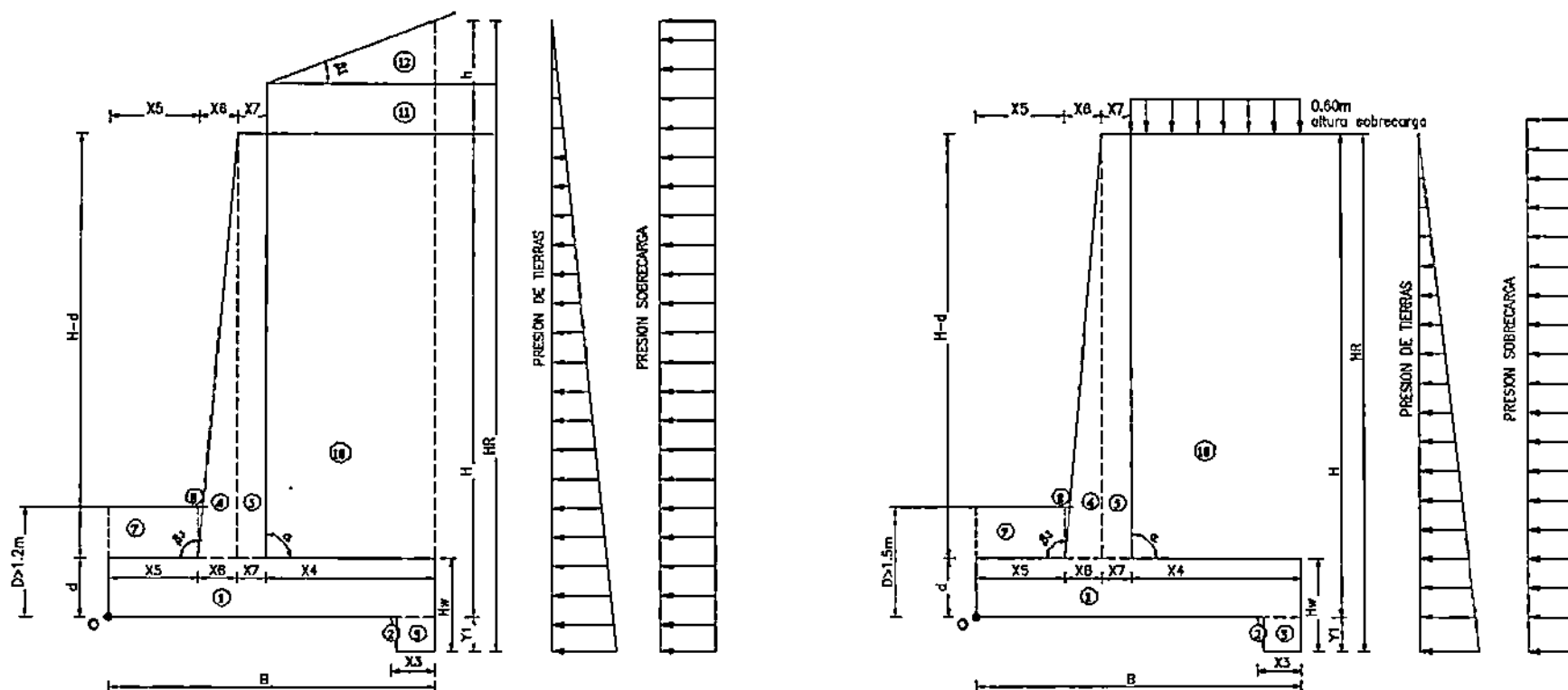
$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$$

5.4.2.3 Empujes Laterales

Las características y propiedades del suelo de cimentación fueron tomadas del estudio de suelos así como el material de relleno el cual se realizará con material seleccionado. Igualmente se debe evacuar toda agua existente detrás del muro mediante un filtro de grava protegido adecuadamente para impedir la colmatación del mismo, combinado con lloraderos a diferentes alturas, según se muestra en los planos de construcción.

Figura 11. Empujes Considerados en el Análisis



Siendo:

H_w = La altura considerada en el diseño para el cálculo del empuje producido por un posible nivel freático alto o saturación del material bajo el filtro del muro.

5.4.3 Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga son las indicadas en la tabla A.3.12-1 del CCDSP

Tabla 4. Combinaciones de Carga

$$Grupo(N) = \gamma [\beta_D D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} EQ]$$

TABLA A.3.12-1												
Tabla de coeficientes												
GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	γ	FACTOR β										
		D	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ
I	1.30	β_D	1.67	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.30	β_D	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.30	β_D	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.30	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.00	β_D	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.30	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.20	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.67	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0

Donde:

- γ Factor de carga
- β Coeficiente de carga
- D Carga muerta
- L Carga viva
- I Impacto
- CF Fuerza centrífuga
- E Empuje de tierras
- B Flotación
- SF Presión por flujo de la corriente
- W Viento
- WL Viento sobre carga viva
- LF
- R+S+T Acortamiento+Retracción+Temperatura
- EQ Sismo

5.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL

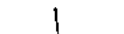
El Análisis de estabilidad y diseño estructural se realizó utilizando los requisitos mínimos estipulados en el CCDSP-1995, con la ayuda de hojas de cálculo. A continuación se muestra el resumen de los resultados obtenidos para cada muro y el diseño detallado se presenta en el anexo A.

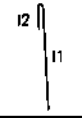
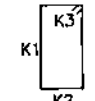
5.5.1 Diseño Muros con altura entre los 2.5 y los 5.0 metros

Tabla 5. Dimensiones Muros de 2.5 – 5.0 metros de altura

H (m)	DIMENSIONES PARA MUROS															
	D (m)	h	d (m)	HR	X ₂ (m)	X ₃	X ₄ (m)	X ₅ (m)	X ₆ (m)	X ₇ (m)	X ₈	X ₉ (m)	X ₁₀	B (m)	Y1	Vol Concreto (m ³ /m)
2.50	1.50	0.00	0.50	2.70	0.00	0.50	0.60	0.50	0.20	0.30	0.00	0.60	0.10	1.60	0.20	1.70
3.00	1.50	0.00	0.50	3.30	0.00	0.50	0.80	0.60	0.20	0.30	0.00	0.80	0.08	1.90	0.30	2.10
3.50	1.50	0.00	0.50	3.80	0.00	0.50	0.80	0.70	0.20	0.30	0.00	0.80	0.07	2.00	0.30	2.35
4.00	1.50	0.00	0.50	4.30	0.00	0.50	0.80	1.00	0.20	0.30	0.00	0.80	0.06	2.30	0.30	2.70
4.50	1.50	0.00	0.50	4.90	0.00	0.50	0.80	1.20	0.20	0.30	0.00	0.80	0.05	2.50	0.40	3.05
5.00	1.50	0.00	0.50	5.50	0.00	0.50	0.80	1.60	0.20	0.30	0.00	0.80	0.04	2.90	0.50	3.50

Tabla 6. Cuadro de Hierros Muros

H (m)	Barra E								Barra F								Barra G								Barra H							
																																
	# VAR	No. Barra	Sep.	E1	E2	E3	LONG TOTAL	Peso (Kg/ml)	No. Barra	# VAR	Sep.	F1	F3	LONG TOTAL	Peso (Kg/ml)	No. Barra	# VAR	Sep.	G1	G2	G2	LONG TOTAL	Peso (Kg/ml)	No. Barra	# VAR	Sep.	H1	H2	H3	LONG TOTAL	Peso (Kg/ml)	
2.50	5	5	0.20	1.60	0.85	0.3	2.75	21.45	5	5	0.20	1.70	0.25	1.95	29.84	5	5	0.20	1.45	0.3	0.3	2.05	15.99	5	5	0.20	0.99	0.3	1.20	2.49	19.45	
3.00	5	5	0.20	1.90	0.95	0.3	3.15	24.57	5	5	0.20	1.90	0.25	2.15	32.90	5	5	0.20	1.75	0.3	0.3	2.35	18.33	5	5	0.20	1.19	0.3	1.20	2.69	20.94	
3.50	5	5	0.20	2.30	1.05	0.3	3.65	28.47	5	5	0.20	2.10	0.25	2.35	35.96	5	5	0.20	1.85	0.3	0.3	2.45	19.11	5	5	0.20	1.18	0.3	1.20	2.68	20.90	
4.00	5	5	0.20	2.60	1.35	0.3	4.25	33.15	5	5	0.20	2.20	0.25	2.45	37.49	5	5	0.20	2.15	0.3	0.3	2.75	21.45	5	5	0.20	1.17	0.3	1.20	2.67	20.86	
4.50	6	5	0.16	2.90	1.55	0.3	4.75	44.46	5	6	0.16	2.40	0.25	2.65	48.65	5	5	0.20	2.35	0.3	0.3	2.95	23.01	5	5	0.20	1.17	0.3	1.20	2.67	20.84	
5.00	6	6	0.20	3.30	1.95	0.4	5.60	75.60	6	6	0.20	2.80	0.30	3.1	74.03	5	5	0.20	2.75	0.3	0.3	3.35	26.13	5	6	0.16	1.17	0.3	1.40	2.87	27.97	

Barra I							Barra J					Barra K									Peso Total (Kg/ m)
																					
No. Barra	# VAR	Sep.	I1	I2	LONG TOTAL	Peso (Kg/ m)	No. Barra	# Var	S	LONG TOTAL	Peso (Kg/ m)	No. Barra	S	K1	K2	K3	# Est/m	LONG TOTAL	Peso (Kg/ m)		
4	5	0.20	2.10	0.20	2.30	11.50	4	38	0.25	300.96	300.96	4	0.14	0.55	0.35	0.13	8.00	2.05	16.40	415.59	
4	5	0.20	2.60	0.20	2.80	14.00	4	46	0.25	445.28	445.28	4	0.14	0.65	0.35	0.13	8.00	2.25	18.00	574.02	
4	5	0.20	3.10	0.20	3.30	16.50	4	51	0.25	561.00	561.00	4	0.14	0.65	0.35	0.13	8.00	2.25	18.00	699.93	
4	5	0.20	3.60	0.20	3.80	19.00	4	58	0.25	740.08	740.08	4	0.14	0.65	0.35	0.13	8.00	2.25	18.00	890.03	
4	5	0.20	4.10	0.20	4.30	21.50	4	65	0.25	929.50	929.50	4	0.14	0.75	0.35	0.13	8.00	2.45	19.60	1107.56	
4	6	0.16	4.60	0.20	4.80	30.00	4	74	0.25	1204.72	1204.72	4	0.14	0.85	0.35	0.13	8.00	2.65	21.20	1459.65	



Agencia Nacional de
Infraestructura



**CONCESIÓN ÁREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE DE SANTANDER
Y ALCANCE PROGRESIVO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA SEGUNDA
CALZADA DE LA VÍA CÚCUTA - PAMPLONA Y LA CONSTRUCCIÓN DE
LA VARIANTE PAMPLONA EN DOBLE CALZADA**

PRESUPUESTO

ORIGINAL

2015

TNM TECHNOLOGY AND
MANAGEMENT LTD.

0167



PRESUPUESTO DE OBRA

FECHA: _____

OBJETO: CONSTRUCCION SENDERO PEATONAL SECTOR JUANA PAULA-PINAR DEL RIO (Longitud = 510,00 metros)

TRAMO: Tramo 14 Av. 10 Los Patios

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	COSTO UNITARIO PESOS CORRIENTES	COSTO TOTAL	
				CANTIDAD	PESOS CORRIENTES VALOR
CAP. 1	EXPLANACIONES				
1.1	Desmante y Limpieza	Ha	\$ 2.304.107,54	0,13	\$ 293.774
1.2	Excavación en material común de la explanación, canales y préstamos	m3	\$ 5.045,00	183,10	\$ 923.740
1.8	Transporte de materiales provenientes de la excavación de la explanación, canales y préstamos, entre dos mil metros (2000m) y cinco mil metros (5000ml)	m3	\$ 3.809,00	183,10	\$ 697.428
1.10	Conformación material proveniente de las excavaciones	m3	\$ 3.847,33	183,10	\$ 704.447
SUBTOTAL EXPLANACIONES					\$ 2.619.389
CAP. 2	OBRAS DE DRENAJE				
2.2	Concreto Clase D- Box Culvert, Alcantarillas (3000 psi)	m3	\$ 810.371,00	478,18	\$ 387.503.205
2.10	Acero de refuerzo Grado 60	kg	\$ 5.382,00	170.489,65	\$ 917.575.296
SUBTOTAL OBRAS DE DRENAJE					\$ 1.305.078.501
CAP. 3	SUB-BASES Y BASES				
3.4	Base Granular (Tipo Inviás)	m3	\$ 75.271,00	167,40	\$ 12.600.365
3.7	Pedraplen	m3	\$ 35.330,00	405,09	\$ 14.311.830
SUBTOTAL SUB-BASES Y BASES					\$ 26.912.195
CAP. 7	VARIOS				
7.3	Traslado de Redes (Postes)	Und	\$ 1.500.000,00	3,00	\$ 4.500.000
7.4	Pintura termoplastica color verde olivo	m2	\$ 40.000,00	23,00	\$ 920.000
SUBTOTAL VARIOS					\$ 5.420.000
CAP. 8	OTROS ITEMS				
8.3	Sardinell fundido en sitio incluye hierro de anclaje	ml	\$ 76.333,00	660,00	\$ 50.379.780
8.4	Concreto para anden 3000psi	m2	\$ 162.074,00	153,00	\$ 24.797.322
8.5	Adoquin Vehicular en concreto	m2	\$ 91.000,00	56,54	\$ 5.145.140
8.6	Traslado y/o tala de arboles en Urbanización Juana Paula	Und	\$ 35.433,25	12,00	\$ 425.199
8.40	Baranda Metalica protección	ml	\$ 475.280,00	190,00	\$ 90.303.200
8.41	Desmante y Traslado cerramiento urbanización Juana Paula	ml	\$ 52.846,00	140,00	\$ 7.398.440
SUBTOTAL NO PREVISTOS					\$ 178.449.081
COSTO TOTAL GENERAL					\$ 1.518.479.166

ITEM:	DESMONTE Y LIMPIEZA	UNIDAD:	Ha
-------	---------------------	---------	----

Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
RETROCARGADOR	HORA	\$ 85.000,00	0,50	\$ 170.000	
Motosierra	HORA	\$ 29.285,02	0,02	\$ 1.464.251	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 12.558	
				-	
				Sub-Total	\$ 1.646.809

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
-		-	- - - -		
				Sub-Total	\$ -

III. TRANSPORTES					
Descripción		Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
				\$ -	
				Sub-Total	\$ -

Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
AYUDANTE	\$ 30.000	1,00	\$ 54.000	0,43	\$ 125.581	
					Sub-Total	\$ 125.581

0169

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: EXCAVACION EN MATERIAL COMUN DE LA EXCAVACIÓN CANALES Y PRÉSTAMOS UNIDAD: M3

I. EQUIPO					
Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
RETROCARGADOR	HORA	\$ 72.120	50,00	\$ 1.442,40	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)			-	\$ 221,69	

Sub-Total				\$	1.664,09

II. MATERIALES EN OBRA					
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
			--		-
				-	
Sub-Total				\$	-

III. TRANSPORTES					
Descripción		Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
			--	\$	-

Sub-Total				\$	-

IV. MANO DE OBRA					
Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
AYUDANTE	\$ 30.000	1,00	\$ 54.000	24,36	\$ 2.216,91
Sub-Total				\$	2.216,91

TOTAL COSTO DIRECTO	\$	3.881
A.I.U. 30%	\$	1.164
COSTO TOTAL	\$	5.045

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM:	CONFORMACIÓN MATERIAL PROVENIENTE DE LAS EXCAVACIONES	UNIDAD:	M3
-------	---	---------	----

I. EQUIPO					
Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
BULDOZER	HORA	\$ 70.000,00	120,00	\$ 583,33	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 216,00	
Sub-Total				\$	799,33

II. MATERIALES EN OBRA					
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Sub-Total				\$	-

III. TRANSPORTES					
Descripción		Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
				\$ -	
Sub-Total				\$	-

IV. MANO DE OBRA					
Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
AYUDANTE	\$ 30.000,00	1,00	\$ 54.000,00	25,00	\$ 2.160,00
			\$ -		
			\$ -		
Sub-Total				\$	2.160,00

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 2.959
A.I.U. 30%	\$ 888
COSTO TOTAL	\$ 3.847

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM:	CONCRETO CLASE D (3000 PSI) - BOX CULVERT	UNIDAD:	M3
-------	---	---------	----

I. EQUIPO					
Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
VIBRADOR ELECTRICO	HORA	\$ 15.000,00	4,00	\$ 60.000,00	
FORMALETA METALICA (INCLUYE PARALES Y TABLEROS)	DIA	\$ 35.225,19	4,00	\$ 140.900,77	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 9.642,90	
Sub-Total				\$	210.544

II. MATERIALES EN OBRA					
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
CONCRETO DE 3000 PSI	M3	\$ 310.185,50	1,02	\$ 316.389,21	
Sub-Total				\$	316.389

III. TRANSPORTES					
Descripción	Unidad	Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
Sub-Total				\$	-

IV. MANO DE OBRA					
Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
OFICIAL ESPECIALIZADO	\$ 75.000	1,00	\$ 135.000	4,20	\$ 32.142,86
AYUDANTE	\$ 30.000	5,00	\$ 270.000	4,20	\$ 64.285,71
Sub-Total				\$	96.429

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 623.362
A.I.U. 30%	\$ 187.009
COSTO TOTAL	\$ 810.371

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: ACERO DE REFUERZO UNIDAD: KG

I. EQUIPO					
Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 125,22	
Sub-Total				\$	125,22

II. MATERIALES EN OBRA					
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
ACERO DE REFUERZO	KG	\$ 2.357,94	1,04	\$ 2.452,26	
ALAMBRE NEGRO	KG	\$ 3.200,00	0,056	\$ 179,20	
% DESPERDICIOS			5%	\$ 131,57	
Sub-Total				\$	2.763,03

III. TRANSPORTES					
Descripción	Unidad	Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
Sub-Total				\$	-

IV. MANO DE OBRA					
Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
OFICIAL	\$ 50.000	1,00	\$ 90.000	115,00	\$ 782,61
AYUDANTE	\$ 30.000	1,00	\$ 54.000	115,00	\$ 469,57
Sub-Total				\$	1.252,17

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 4.140,00
A.I.U. 30%	\$ 1.242,00
COSTO TOTAL	\$ 5.382,00

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: SUMIINSTRO E INSTALACION DE BASE GRANULAR UNIDAD: M3

I. EQUIPO

Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
MOTONIVELADORA	HORA	\$ 100.000	90	\$ 1.111,11	
VIBROCOMPACTADOR	HORA	\$ 80.000	90	\$ 888,89	
CARROTANQUE	HORA	\$ 20	150	\$ 0,13	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 240,00	
Sub-Total				\$	2.240,13

MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
BASE GRANULAR NORMA INVIAS	M3	\$ 38.000	1	\$ 47.500,77	
Sub-Total				\$	47.500,77

III. TRANSPORTES

Descripción	Unidad	Distancia	\$/UNID-KM	Valor-Unit.	
TRANSPORTE DE SUB-BASE	M3	8,00	720	\$ 5.760,00	
Sub-Total				\$	5.760,00

IV. MANO DE OBRA

Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
COMISION DE TOPOGRAFIA	\$ 120.000	1,00	\$ 216.000	90	\$ 2.400,00	
			\$ -			
			\$ -			
Sub-Total					\$	2.400,00

TOTAL COSTO DIRECTO	\$	57.901
A.I.U. 30 %	\$	17.370
COSTO TOTAL	\$	75.271

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: PEDRAPLEN UNIDAD: M3

I. EQUIPO					
Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
RETROCARGADOR	HORA	\$ 70.000	120,00	\$ 583,33	
VIBROCOMPACTADOR	HORA	\$ 60.000	120,00	\$ 500,00	
CARROTANQUE	HORA	\$ 20.000	120,00	\$ 166,67	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 33,39	
Sub-Total				\$	1.283,39

II. MATERIALES EN OBRA					
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
MATERIAL DE PIEDRA RAJONADA NORMA INVIAS	M3	\$ 16.500	1,20	\$ 19.800,00	
Sub-Total				\$	19.800,00

III. TRANSPORTES					
Descripción	Unidad	Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
VOLQUETA 6M3	M3	8,00	720,00	\$ 5.760,00	
Sub-Total				\$	5.760,00

IV. MANO DE OBRA					
Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
AYUDANTE	\$ 30.000,00	1,00	\$ 54.000	161,70	\$ 333,94
Sub-Total				\$	333,94

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 27.177
A.I.U. 30 %	\$ 8.153
COSTO TOTAL	\$ 35.330

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM:	TRASLADO DE REDES	UNIDAD:	ML
-------	-------------------	---------	----

I. EQUIPO					
Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
GRUA BRAZO HIDRAULICO ARTICULADO Y EXTENDIBLE	HORA	\$ 180.000,00	7,60	\$ 23.684,21	
CAMION CARRO CAÑASTA	HORA	\$ 250.000,00	5,00	\$ 50.000,00	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 1.783,64	
				Sub-Total	\$ 75.467,85

II. MATERIALES EN OBRA					
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
POSTE DE CONCRETO 12 M X 1050 KG	UND	\$ 1.978.069,01	0,50	\$ 989.034,51	
CABLE TRENZADO 3X2/0+2/0 ACSR	ML	\$ 29.790,00	1,26	\$ 37.535,40	
RED AEREA 3#266,7 KCM ACSR	ML	\$ 26.962,00	1,26	\$ 33.972,12	
				Sub-Total	\$ 1.060.542,03

III. TRANSPORTES					
Descripción	Unidad	Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
-----	---	-	----	--	
				Sub-Total	\$ -

IV. MANO DE OBRA					
Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
CUADRILLA ESPECIALIZADA	\$ 545.000,00	1,00	\$ 981.000,00	55,00	\$ 17.836,36
				Sub-Total	\$ 17.836,36

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 1.153.846
A.I.U. 30 %	\$ 346.154
COSTO TOTAL	\$ 1.500.000

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM:	PINTURA TERMOPLASTICA COLOR VERDE OLIVA	UNIDAD:	M2
-------	---	---------	----

I. EQUIPO					
Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
-	-	-	-	-	
Sub-Total					\$ -

II. MATERIALES EN OBRA					
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
PINTURA	GAL	\$ 80.000,00	0,38	\$ 30.094,00	
-	-	-	-	-	
Sub-Total					\$ 30.094,00

III. TRANSPORTES					
Descripción		Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
-	-	-	-	\$ -	
Sub-Total					\$ -

IV. MANO DE OBRA					
Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
AYUDANTE	\$ 30.000,00	1,00	\$ 54.000,00	80,00	\$ 675,00
-	-	-	-	-	-
Sub-Total					\$ 675,00

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 30.769
A.I.U. 30%	\$ 9.231
COSTO TOTAL	\$ 40.000

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM:	SARDINEL EN CONCRETO	UNIDAD:	ML
-------	----------------------	---------	----

I. EQUIPO					
Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
MEZCLADORA	DIA	\$ 50.000	30,00	\$ 1.667	
FORMALETA METALICA				\$ 5.000	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)			-	\$ 3.150	
Sub-Total				\$	9.816,67

II. MATERIALES EN OBRA					
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
CEMENTO	KG	\$ 620	19,50	\$ 12.090	
ARENA	M3	\$ 35.000	0,05	\$ 1.750	
TRITURADO 3/4"	M3	\$ 45.000	0,07	\$ 3.364	
AGUA	LT	\$ 18	10,95	\$ 197	
Sub-Total				\$	17.401,18

III. TRANSPORTES					
Descripción	Unidad	Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
Sub-Total				\$	-

IV. MANO DE OBRA					
Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
OFICIAL	\$ 50.000	2,00	\$ 180.000	16,00	\$ 11.250
AYUDANTE	\$ 30.000	6,00	\$ 324.000	16,00	\$ 20.250
Sub-Total				\$	31.500,00

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 58.718
A.I.U. 30 %	\$ 17.615
COSTO TOTAL	\$ 76.333

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: CONCRETOPARA ANDEN (3000 PSI) UNIDAD: M2

I. EQUIPO					
Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
MEZCLADORA	DIA	\$ 50.000,00	20,00	\$ 2.500,00	
FÓRMALETA METALICA (INCLUYE PARALES Y TABLEROS)	GBL			\$ 84.875,75	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 805,30	
Sub-Total				\$	88.181,00

II. MATERIALES EN OBRA					
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
CEMENTO	KG	\$ 520,00	36,00	\$ 22.320,00	
ARENA	M3	\$ 34.700,00	0,06	\$ 1.943,20	
TRITURADO 3/4"	M3	\$ 45.000,00	0,08	\$ 3.743,21	
AGUA	LT	\$ 18,00	24,00	\$ 432,00	
Sub-Total				\$	28.438,00

III. TRANSPORTES					
Descripción	Unidad	Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
Sub-Total				\$	-

IV. MANO DE OBRA					
Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
OFICIAL ESPECIALIZADO	\$ 50.000,00	1,00	\$ 90.000,00	38,00	\$ 2.368,42
AYUDANTE	\$ 30.000,00	4,00	\$ 216.000,00	38,00	\$ 5.684,21
Sub-Total				\$	8.053,00

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 124.672
A.I.U. 30%	\$ 37.402
COSTO TOTAL	\$ 162.074

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: ADOQUIN VEHICULAR EN CONCRETO

UNIDAD: M2

I. EQUIPO

Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
COMPACTADOR MANUAL	HORA	\$ 80.000,00	40	\$ 2.000,00	
CARROTANQUE	HORA	\$ 20,00	40	\$ 0,50	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 566,40	
Sub-Total				\$	2.566,90

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
ARENA AMARILLA	M3	\$ 38.000,00	0,3	\$ 9.500,00	
ADOQUIN EN CONCRETO	UND	\$ 1.050,00	47,4	\$ 49.780,08	
DESPERDICIO 5 %			2,4	\$ 2.489,00	
Sub-Total				\$	61.769,09

III. TRANSPORTES

Descripción	Unidad	Distancia	\$/UNID-KM	Valor-Unit.	
Sub-Total				\$	-

IV. MANO DE OBRA

Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
COMISION DE TOPOGRAFIA	\$ 120.000,00	0,40	\$ 86.400,00	100,00	\$ 864,00	
OFICIAL	\$ 50.000,00	1,00	\$ 90.000,00	30,00	\$ 3.000,00	
AYUDANTE	\$ 30.000,00	1,00	\$ 54.000,00	30,00	\$ 1.800,00	
Sub-Total					\$	5.664,00

TOTAL COSTO DIRECTO	\$	70.000
A.I.U. 30 %	\$	21.000
COSTO TOTAL	\$	91.000

CONCESIONARIA San
Simón S.A.

ITEM:	TRASLADO Y/O TALA DE ARBOLES	UNIDAD:	UND
-------	------------------------------	---------	-----

Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 1.800,00	
-				-	
				Sub-Total	\$ 1.800,00

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
MOTOSIERRA	DIA	\$ 29.825,00	- - 4,00	\$ 7.456,25
- - -			-	
				Sub-Total \$ 7.456,25

Descripción	Distancia	M3-Km	Valor-Unit.
-			\$ -
Sub-Total			\$ -

Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
AYUDANTE	\$ 30.000,00	1,00	\$ 54.000,00	3,00	\$ 18.000,00	
					Sub-Total	\$ 18.000,00

- - 8 0182

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM:	BARANDA METALICA	UNIDAD:	ML
-------	------------------	---------	----

I. EQUIPO

Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 18.000,00	
				Sub-Total	\$ 18.000,00

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
BARANDA METÁLICA	UND	\$ 450.000,00	0,25	\$ 112.500,00	
POSTE BASE	UND	\$ 108.000,00	0,25	\$ 27.000,00	
POSTE SOSTEN	UND	\$ 90.000,00	0,25	\$ 22.500,00	
TÉRMINALES	UND	\$ 56.000,00	0,10	\$ 5.600,00	
				Sub-Total	\$ 167.600,00

III. TRANSPORTES

Descripción	Unidad	Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
				Sub-Total	\$ -

IV. MANO DE OBRA

Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
CUADRILLA ESPECIALIZADA	\$ 180.000,00	1,00	\$ 522.000,00	2,90	\$ 180.000,00	
				Sub-Total	\$ 180.000,00	

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 365.600
A.I.U. 30 %	\$ 109.680
COSTO TOTAL	\$ 475.280

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM:	DESMONTE Y TRASLADO DE CERRAMIENTO	UNIDAD:	ML
-------	------------------------------------	---------	----

I. EQUIPO					
Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 3.033,71	
Sub-Total				\$	3.033,71

II. MATERIALES EN OBRA					
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Sub-Total				\$	-

III. TRANSPORTES					
Descripción	Unidad	Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
TRASPORTE DE CERRAMIENTO	ML	8,00	910,00	\$ 7.280,00	
Sub-Total				\$	7.280,00

IV. MAND DE OBRA					
Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
CUADRILLA DE DESMONTE	\$ 180.000,00	1,00	\$ 270.000,00	8,90	\$ 30.337,08
Sub-Total				\$	30.337,08

TOTAL COSTO DIRECTO	\$	40.651
A.I.U. 30 %	\$	12.195
COSTO TOTAL	\$	52.846



**CONCESION AREA METROPOLITANA
DE CUCUTA Y NORTE DE
SANTANDER**

**CRONOGRAMA DE TRABAJO
ACCION POPULAR 2009-018 - SENDERO PEATONAL SECTOR JUANA PAULA**

ITEM	DESCRIPCION		PLAZO	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8	MES 9	MES 10
1.0	ACCION POPULAR 2009-018 - SENDERO PEATONAL - FERNANDO ANDRES GONZALEZ												
1.1	GESTIÓN AMBIENTAL	Trámites para los permisos necesarios para la construcción de la obra	4 meses										
1.2	GESTIÓN SOCIAL	Socialización de la obra	8 meses										
1.3	GESTIÓN PREDIAL	Gestión para adquisición predial	3 meses										
1.4	CONSTRUCCIÓN SENDERO PEATONAL	1 Sendero Peatonal Acción Popular 2009-018 Fernando Andres González.	4 meses										

Nota: El plazo proyectado para la obtención de los permisos y licencias ambientales, podrá variar dependiendo de los tiempos de los trámites internos de las Autoridades Ambientales competentes.



Agencia Nacional de
Infraestructura



ANEXO 1 - MEMORIAS

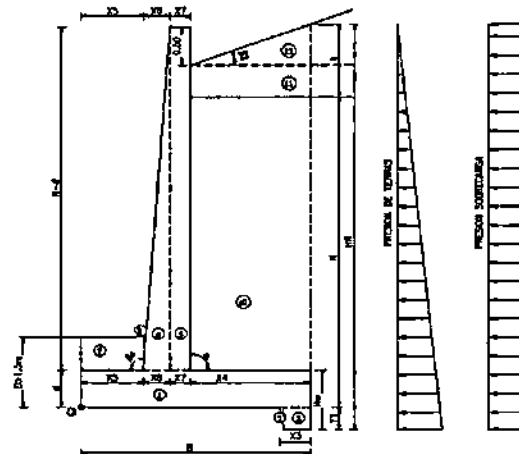
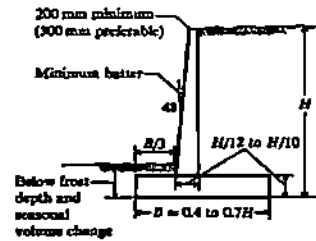
ANEXO A. MEMORIA CÁLCULO MUROS DE CONTENCIÓN

MURO H_{LIBRE} = 2.5 metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

Caso 1: Análisis drenado
RELLENO SELECCIONADO

SUELO	radiantes	RELLENO	radiantes	MURO	radiantes
C (t/m ³)	1114.0 0.000		0.524	0.56	0.309
γ (t/m ³)	1114.0 0.000	30	0.524	8 (m)	17.50
β ₁ (m)	0.000	γ (t/m ³)	2	α	1.571
β ₂ (m)	0.000		β ₂	95.6	1.672
Ángulo 45°	45	Área relleño (m ²)	2.30	Sobrecarga	1.20 t/m ² (viva + peso pavimento)
γ (t/m ³)	1114.0 0.000	Área muro (m ²)	1.63	β (*): se considera el residual: fricción suelo - suelo	
Ángulo 180°	3.142				
Combinación ángulos	seno	Seno	tan	FACTORES DE SEGURIDAD	
α + β	2.064	0.8660	0.7500	ESTÁTICOS	DINÁMICOS
α - β	1.265	0.9537		Volcan.	2.88
β - β ₁	0.629	0.7273		Deriva.	1.88
β - β ₂	0.524	0.5000		Cap. Port.	1.73
α + β ₁	1.571	1.0000		exB/B	0.19
α	1.571	1.0000	1.0000	B/B B/B	0.27
180 - α	1.571		0.000		
180 - β ₁	1.470		0.845	Estructura de pavimento:	
α - β	1.047	0.6660	0.7500	h _{asf} (m)	0.00 (m)
α + β	1.876	0.9237		h _{car} (m)	2.25 (m)
β + β ₂	0.524	0.5000		q _{asf} (t/m ²)	1.20
α + β ₂	1.571	1.0000		Isobase	0.6 m

DIMENSIONES	OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO
L (Sección)	Volumen (m ³ /m)
H	2.80
Y ₁	0.20
Y ₂	0.00
Q	1.50
h	0.00
d	0.50
HR	3.00
X ₁	0.50
X ₂	0.03
X ₃	0.50
X ₄	0.60
X ₅	0.50
X ₆	0.23
X ₇	0.20
X ₈	0.00
X ₉	0.60
X ₁₀	0.10
B	1.63
H _u	0.50



1. ANALISIS ESTÁTICO

$$K_a = 0.299$$

$$K_p = 3.000$$

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

$$P_a = 1.58 \text{ t/m}$$

$$P_{sobrecarga} = 1.00 \text{ t/m}$$

1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

$$Y_1 = 0.63 \text{ m}$$

$$Y_{sobrecarga} = 1.15 \text{ m}$$

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Figura	DIMENSIONES	W Concreto	MATERIAL	PESO	BRAZO	Momento
	B (m)	H (m)	AREA m ²	t/m ³	t/m	m
1	1.63	0.50	0.62	2.4	1.90	0.62
2	0.03	0.20	0.00	2.4	0.01	0.02
3	0.50	0.20	0.10	2.4	0.24	1.41
4	0.23	2.30	0.26	2.4	0.63	0.62
5	0.30	2.30	0.69	2.4	1.56	0.88
6	0.00	2.30	0.00	2.4	0.00	1.03
7	0.50	1.00	0.50	2.0	1.00	0.25
8	0.10	1.00	0.05	2.0	0.10	0.53
9	0.00	2.30	0.00	2.0	0.00	1.03
10	0.60	2.30	1.38	2.0	2.78	1.33
11	0.60	0.00	0.00	2.0	0.00	1.33
12	0.60	0.00	0.00	2.0	0.00	1.43
Suma				8.4	subtotal	7.8
P _{as}				0.00	1.63	0.00
P _{ps}				7.80		

Móviles

P _{as}	1.58	0.033	1.45
P _{ps}	0.13	0.17	0.02
P _{sobrecarga}	0.06	1.15	1.10

Se considera la presencia de agua por debajo del tiro
Incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.99	considerando P _{as} y relleños pasivos
F.S. No =	2.89	considerando relleños pasivos
F.S. No =	2.85	sin P _{as} y en relleños pasivos

Total

8.35 7.78

Nota: P_{av} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C _u B	0.00	t/m
Resist. Fricción:	$\frac{W}{100}$	3.68	t/m
Presión pasiva	P_{av}	7.00	t/m
Total		11.68	t/m

$C_{activo} = 0.5C'$

P_{av}	1.50	t/m
P_{av}	0.13	t/m
$P_{propia} =$	0.06	t/m

F.S. No:	4.31	considerando el empuje pasivo
F.S. No:	1.38	sin considerar el empuje pasivo
F.S. No:	2.88	considerando $K_p/(F.S. = 2)$

1.5 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Margen:	5.182	t/m
X centro:	0.92	m
B:	0.19	m
B/2:	0.27	m

Medidos desde el punto O

OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{permiso} = 20.0$ t/m²

Presiones aplicadas al suelo:

q_{max}	11.55	t/m ²
q_{min}	1.91	t/m ²

F.S. =	1.73
F.S. =	1.73

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO	Radiales	RELLENO	Radiales	MURO	Radiales	K_h	K_v	K_t
C (t/m ²)	0.0							
β	30	0.524		30.00	0.524			
β_1	0.0	0.000	γ (t/m ³)	2.00				
Angulo 45°	45	0.785	Altura (m)	2.30				
		Ancho muro (m)	1.03					

Combinación de ángulos	seno	seno ²	Coseno	Coseno ²
$\beta + \alpha + \beta$	2.098	0.684	0.747	0.553
β	0.187	0.196	0.936	0.876
$\alpha + \beta - \beta$	1.282	0.953		0.304
$\beta + \beta$	0.429	0.737		
$\beta - \beta$	0.520	0.497		
$\beta + \alpha$	1.571	1.000		
α	1.571	1.000	0.000	0.000

$K_{av} = 0.305$

2.1 EMPUJE DINAMICO

$F_{dpo} = 0.70$ t/m Fuerza sónica del peso propio

$P_{dmax} = 0.03$ t/m

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 1.87 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_1	7.78
M_2	7.48

Considerando rellenos pasivos sin P_{av} y sin rellenos pasivos que estabilizan

	W (t/m)	Brazo (m)	Momento (t/m ²)
P_{propia}	1.58	0.93	1.48
P_{pasiva}	0.03	1.87	0.05
P_{av}	0.13	0.17	0.02
$P_{propia} + M_1$	0.00	1.15	0.00
$P_{pasiva} + M_2$	0.00	2.00	0.00
Total	2.53	1.55	

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico por diferencia en el periodo de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; solo se considera estructura de pavimento

Momentos Inerciales

Peso	W (t/m)	Brazo (m)	Momento (t/m ²)
1	0.34	0.82	0.28
2	0.00	0.52	0.00
3	0.04	1.41	0.06
4	0.11	0.65	0.07
5	0.28	0.88	0.25
6	0.00	1.03	0.00
7	0.18	0.25	0.04
8	0.02	0.53	0.01
9	0.00	1.03	0.00
10	0.48	1.39	0.67
11	0.00	1.33	0.00
12	0.00	1.43	0.00
Suma	1.49	subtotal	0.77
P_{av}	0.00	1.83	0.00
P_{pas}	0.75		
Total	1.49		0.72

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\beta = 0$ en el caso dinámico

F.S. No Dinámico	3.44	considerando rellenos pasivos
F.S. No Dinámico	3.38	sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINÁMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C-B	0.00	Uml
Resist. Fricción:	W/(tan(φ))	3.68	Uml
Presión pasiva	P _{pas}	1.73	Uml
	Total	11.48	Uml

P _{act}	1.58
P _{act/2}	0.03
P _{pas}	0.13
P _{act/2 + pas}	0.00
P _{act/2 - pas}	0.00
Total	1.73

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

F_{pas}

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (ton)
1	0.34
2	0.00
3	0.04
4	0.11
5	0.29
6	0.00
7	0.18
8	0.02
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	0.68

Fuerza inercial total

F.S. No:	4.23	considerando el pasivo
F.S. No:	1.26	sin considerar el pasivo
F.S. No:	1.89	considerando K _a /(F.S.*2)

Se considera pasivo solo por debajo del punto O, debido a la erosión del suelo

2.4 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{act}	5.21	Umlm
X _{centr}	0.02	m
e	0.19	m
B	1.83	m
B/4	0.41	m

Medidos desde el punto O

OK está dentro de la base

e<B	OK está dentro de la base
e>B	No está dentro de la base

2.5 CAPACIDAD PORTANTE

q _{act}	0.0	Uml ²
q _{pas}	20.0	Uml ²

Presiones aplicadas al suelo:

q _{act}	9.83	Uml ²
q _{pas}	1.73	Uml ²

F.S. =	2.02
--------	------

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Grupo(N) = \gamma[\beta_D D + \beta_L(L+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R(R+S+T) + \beta_{EQ} EQ]$$

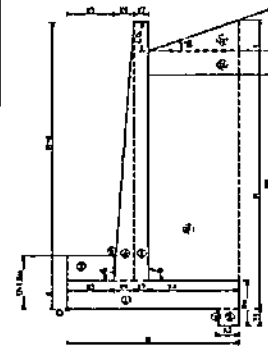
Tabla de coeficientes

GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	1.30	D	1.67	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ
IA	1.30	B	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.30	B	0	1	B	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	B	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	B	1	1	B	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.30	B	1	1	B	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	B	0	0	B	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	B	1	1	B	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.00	B	0	0	B	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.30	B	1	1	B	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.20	B	0	0	B	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.67	0	B	0	0	0	0	0	0	0

COMBINACIONES DE CARGA

	I	D	E	EQ
Hipotesis(1)=	2.17	1.7	1.4	0.82
Hipotesis(2)=	0.91	1.3	1.0	1.92

γ Factor de carga
B Coeficiente de carga
D Carga muerta
L Carga viva
I Impacto
CF Fuerza centrífuga
E Empuje de tierras
B Rotación
SF Presión por fugo de la coronada
W Viento
WL Viento sobre carga viva
LF R+S+T Acorralamiento+Rotación+Terzo
EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro	(H-d)	2.30 m
Zarza delantera	(X1)	0.50 m
Zarza trasera	(X2)	0.60 m
Altura de la zarza	d	0.50 m
Base muro	(B)	1.63 m
Ancho superior vial	(X7)	0.50 m
Vialito exterior	(X8+X7+X8)	0.53 m
Altura del diente	(Y1)	0.20 m

DATOS DE DISEÑO

f_{cm} = 21.1 Mpa
f_{yk} = 420 Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

R_e = 25 mm

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P _e =	15.50	kN/m
Etotal	25.35	kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

P _{se} =	9.85	kN/m
Etotal	25.60	kN/m

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

P _{se} =	0.25	kN/m
Etotal	25.60	kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vmax	25.35	kN/m
Vu	42.64	kN/m
Vu	80.63	kN/m
Vc	574.18	kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Vmax	25.60	kN/m
Vu	25.60	kN/m
Vu	48.30	kN/m
Vc	574.18	kN/m

ARMADURA CARA EXPUESTA

p Máxima	0.0020
A _s	10.60 cm ²
A _s mín	2.6 cm ²
A _s diseño	5.30 cm ²
Barra No	4
Cent	5
S	0.20 m
1 No 4 c/0.2 m	

CADA CARA

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{max}	25.79	Kn
M _u	43.68	kn
b	1	m
h	0.53	m
d	0.050	m
d	0.48	m
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²

p Máxima 0.0161437

HIPOTESIS DE CARGA 2

M _{max}	21.57	Kn.m
M _u	21.57	kN/m
b	1	m
h	0.53	m
d'	0.050	m
d	0.48	m
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²

	CASO 1		CASO 2		Vástago	d	Vu		A _s min	A _s requerida	Barra No.	Separación
y(m)	Vu(KN)	Mu (K.N-M)	Vu(KN)	Mu (K.N-M)	(m)	(m)	kg/cm		cm ² /m	cm ² /m		m
1.15	13.35	9.24	7.89	3.86	0.415	0.365	38.67	OK	7.30	0.67	5	0.25
1.44	18.76	14.69	11.21	8.63	0.444	0.394	47.69	OK	7.98	1.00	6	0.25
1.73	24.99	22.33	14.93	10.41	0.473	0.423	59.34	OK	8.45	1.40	6	0.2
2.30	39.67	43.89	23.84	21.57	0.530	0.480	83.05	OK	9.60	2.42	5	0.20

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

σ _{max}	88.19	N/m ²
σ _{min}	14.26	N/m ²
σ ₀₋₀	64.13	N/m ²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V _{max}	31.56	kN/m
V _u	53.37	kN/m
V _u	108.74	kN/m
V _c	574.18	kN/m

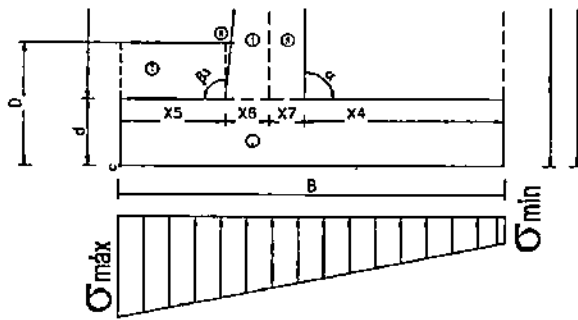
ARMADURA DE RETRACCION

p Máxima	0.0020
A _s	9.00 cm ²
A _s mín	1.3 cm ²
A _s diseño	4.50 cm ²
Barra No	4
Cent	4
S	0.25 m
1 No 4 c/0.25 m	

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{max}	8.35	Kn.m
M _u	14.12	Kn.m
b	1 m	
h	0.50	m
d	0.50	m
d	0.45	m
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²



3.5 VOLADIZO DEL TALON

cmax	86.18	kN/m ²
cmin	14.26	kN/m ²
c D-S	40.74	kN/m ²

CORTANTE

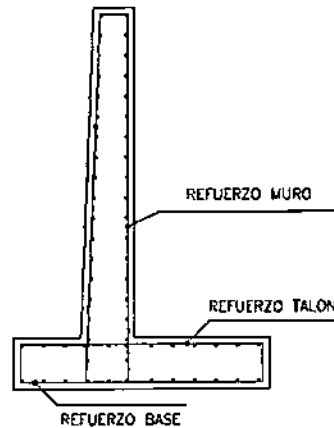
HIPOTESIS DE CARGA 1			(-) Hacia Abajo
V _{ce}	-24.95	kN/m	
V _u	-42.16	kN/m	
v _u	64.33	kN/m ²	
q _{Vc}	574.16	kN/m ²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

p Mínima	0.0020
A _s	9.00 cm ²
A _{s min}	2.8 cm ²
A _{s diseño}	4.50 cm ²
Barra No	4
Cent	0.25 m
Refuerzo	1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1		
M _{ce}	8.28	Kn m
M _u	13.99	kN-m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m > 0.08
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
p Diseño	0.0002	
p Mínima	0.0020	
A _s	9.00	cm ²
Barra No	4	
Cent	0.25	m
s	0.20	m
Refuerzo	1 No 5 c/0.2 m	



3.5 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1			(-) Hacia Abajo
V _{ce}	7.60	kN/m	
V _u	13.19	kN/m	
v _u	68.05	kN/m ²	
v _{ce}	574.16	kN/m ²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

p Mínima	0.0020
A _s	6.60 cm ²
A _{s min}	2.8 cm ²
A _{s diseño}	4.30 cm ²
Barra No	4
Cent	0.25 m
Refuerzo	1 No 4 c/0.25 m

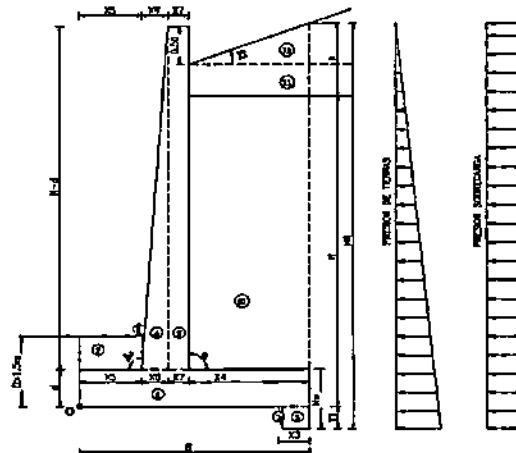
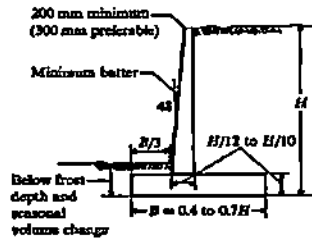
FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1			
M _{ce}	3.68	Kn m	
M _u	5.18	kN-m	
b	1	m	
h	0.50	m	
d'	0.070	m	
d	0.43	m	> 0.04
f _c	211	kg/cm ²	
f _y	4200	kg/cm ²	
p Diseño	0.0001		
p Mínima	0.0020		
A _s	8.60	cm ²	
Barra No	3		
Cent	?		
S	0.14	m	
Refuerzo	1 No 4 c/0.14 m		

MURO H_{LIBRE} = 3.0 metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

Caso 1: Análisis drenado
RELLENO SELECCIONADO

SUELO	radiantes	RELLENO	radiantes	MURO	radiantes
G (N/m ³)	17.50	0.524	0.524	0.58	17.50
B ₁	0.000	0.000	0.000	0.60	1.571
B ₂	0.000	0.000	0.000	0.945	1.643
Angulo 45°	45	0.785	0.785	1.20	1.643
Angulo 180°	180	3.142	3.142	1.20	1.643
Combinación ángulos	seno	seno	tan	1.20	1.643
α + β	2.094	0.5880	0.7500	1.20	1.643
α - β	1.295	0.8537	0.7500	1.20	1.643
β - β ₁	0.829	0.7373	0.7500	1.20	1.643
β - β ₂	0.524	0.5000	0.7500	1.20	1.643
α + β ₁	1.571	1.0000	1.0000	1.20	1.643
α	1.571	1.0000	1.0000	1.20	1.643
180 - α	1.571	0.0000	0.0000	1.20	1.643
180 - β ₁	1.492	0.0000	0.0000	1.20	1.643
α - β	1.047	0.6980	0.7500	1.20	1.643
α + β	1.875	0.8537	0.7500	1.20	1.643
β - β ₁	0.524	0.5000	0.7500	1.20	1.643
α + β ₁	1.571	1.0000	1.0000	1.20	1.643



DIMENSIONES	OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO
L (Sección)	Volumen (m ³ /m)
H	Altura Libre
Y ₁	Base
Y ₂	Talud
D	Variado
h	Pala
d	F.S. Estático
HR	Volumen
X ₁	Dist. H
X ₂	Cap. Part.
X ₃	e-B4
X ₄	B4
X ₅	F.S. Dinámico
X ₆	Volumen
X ₇	Dist. H
X ₈	Cap. Part.
X ₉	e-B4
X ₁₀	B4
B	Se requiere protección geotécnica contra erosión en la parte del muro por quedar en el borde del talud
H _u	0.50

1. ANALISIS ESTATICO

K_u = 0.229
K_u = 3.000

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_u = 1.87 tm P_{sobrecarga} = 1.08 tm

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

Y_u = 1.00 m Y_{sobrecarga} = 1.25 m

1.2 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Mt	Figura	DIMENSIONES	AREA	MATERIAL	PESO	BRAZO	Momento
		B (m)	H (m)	m ²	tm/m	m	tm/m
1	1	1.00	0.50	0.95	2.4	2.28	0.95
2	2	0.05	0.30	0.00	2.4	0.00	0.00
3	3	0.50	0.30	0.12	2.4	0.36	0.29
4	4	0.20	2.50	0.22	2.4	0.60	0.73
5	5	0.30	2.50	0.75	2.4	1.80	0.95
6	6	0.00	2.50	0.00	2.4	0.00	0.00
7	7	0.80	1.00	0.60	2.0	1.20	0.39
8	8	0.08	1.00	0.04	2.0	0.08	0.05
9	9	0.00	2.50	0.00	2.0	0.00	0.00
10	10	0.80	2.50	2.00	2.0	4.00	6.00
11	11	0.80	0.00	0.00	2.0	0.00	0.00
12	12	0.80	0.00	0.00	2.0	0.00	0.00
Suma					10.3	subtotal	11.3
P _u					0.00	1.90	0.00
P _u					5.75		

No pasa

P _u	1.87	1.000	1.87
P _u	0.13	0.17	0.02
P _u	1.03	1.25	1.26

Se considera la presencia de agua por debajo del filtro incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	3.57	considerando P _u y rellenos pasivos
F.S. No =	3.57	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	3.44	en P _u y en rellenos pasivos

Total 10.32 11.32

Nota: P_{ps} sólo se considera para análisis al volteamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C-B	0.00	Uml
Resist. Fricción:	W-0.50	4.59	Uml
Presión pasiva:	P _a	8.75	Uml
	Total	13.31	Uml

$C_{pasiva} = 0.50'$

P _{act}	1.87	Uml
P _{ps}	0.13	Uml
P _{pasiva}	1.03	Uml

F.S. No: 4.41 considerando el empuje pasivo
F.S. No: 1.51 sin considerar el empuje pasivo
F.S. No: 2.90 considerando $K_a(F.S.=2)$

1.5 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Muro:	8.147	Uml
X centr.:	0.78	m
a:	0.18	m
B/B:	0.32	m

Medidos desde el punto O

OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

q_{admiso} = 20.0 Uml

Presiones aplicadas al suelo:

q_{act} = 9.85 Uml
q_{pas} = 3.22 Uml

F.S. = 2.03
F.S. = 2.03

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO		radiantes	RELLENO		Radianes	MURO		Radianes	a _g	K _s	K _h
C (Uml)	0.0										
φ	30	0.524	φ	30.00	0.524	φ	17.50	0.305			
β	0.0	0.000	γ (Uml)	2.00		β	0.197	0.003		0.175	0.1225
Ángulo 45°	45	0.785	Altura (m)	2.50		α	80.000	1.571			
			Ancho muro (m)	1.90							

Combinación de ángulos	seno	seno ²	coseno	coseno ²
φ + α + β =	2.099	0.864	0.747	0.553
φ	0.197	0.158	0.938	0.881
α + β = β	1.262	0.993		0.804
φ + β = β	0.629	0.737		
φ + β = β	0.520	0.497		
β + α	1.571	1.000		
α	1.571	1.000	1.000	0.000

K_h = 0.305

2.1 EMPUJE DINAMICO

F_{exp} = 0.88 Uml Fuerza sísmica del peso propio

P_{act} = 0.03 Uml

Lugar de aplicación de la carga dinámica:

2.00 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLTEAMIENTO

M ₁	11.32
M ₂	10.91

Considerando rellenos pasivos
sin P_{av} y sin rellenos pasivos que estabilizan

M₀

	W (Uml)	Brazo (m)	Momento (Umlm)
P _{act}	1.87	1.00	1.87
P _{pasiva}	0.03	2.00	0.06
P _{ps}	0.13	0.17	0.02
P _{expasiva}	0.00	1.25	0.00
P _{expasiva}	0.00	2.20	0.00
Total	2.91		1.95

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico por diferencia en el periodo de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; sólo se considera estructura de pavimento

Momentos Inerciales

Pesos	W (Uml)	Brazo (m)	Momento (Umlm)
1	0.40	0.85	0.38
2	0.00	0.60	0.00
3	0.00	1.55	0.10
4	0.11	0.73	0.08
5	0.32	0.95	0.30
6	0.00	1.10	0.00
7	0.21	0.30	0.06
8	0.01	0.63	0.01
9	0.00	1.10	0.00
10	0.70	1.50	0.00
11	0.00	1.50	0.00
12	0.00	1.83	0.00
Suma	1.81	subtotal	0.63
P _{ps}	0.00	1.90	0.00
P _{ps}	6.75		
Total	1.81		0.63

No se considera empuje activo vertical por cuanto φ=0 en el caso dinámico

F.S. No. Dinam = 3.93 considerando rellenos pasivos
F.S. No. Dinam = 3.86 sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C* σ	0.00	tn/m
Resist. Fricción:	Wytard(k)	4.58	tn/m
Presión pasiva	P_{pa}	2.87	tn/m
	Total	13.31	tn/m

P_{ps}	1.87
P_{psm}	0.03
P_{ps}	0.13
P_{pasiva}	0.00
P_{pasiva}	0.00
Total	2.02

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

F_{ps}

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (tn/m)
1	0.40
2	0.00
3	0.00
4	0.11
5	0.32
6	0.00
7	0.21
8	0.01
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	1.11

Fuerza Inercial total

F.S. Act	4.25	} considerando el peso en considerar el peso considerando K _h (F.S.=2)
F.S. Act	1.48	
F.S. Act	2.31	

Se considera peso solo por debajo del punto O, debido a la erosión del suelo

2.4 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{act}	0.03	tn/m
X centr.	0.78	m
a	0.17	m
B	1.90	m
B/4	0.48	m

Medidos desde el punto O

OK está dentro de la base

a < B	OK está dentro de la base
a > B	No está dentro de la base

2.5 CAPACIDAD PORTANTE

q _{act}	0.0	tn/m ²
q _{pasiva}	20.0	tn/m ²

Presiones aplicadas al suelo:

q _{act}	9.22	tn/m ²
q _{pas}	2.73	tn/m ²

F.S.	2.17
F.S.	2.17

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Grupo(N) = \gamma[\beta_D D + \beta_L(L+I) + \beta_{CF} CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{SF} SF + \beta_{WP} WP + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R(R+S+T) + \beta_{EQ} EQ]$$

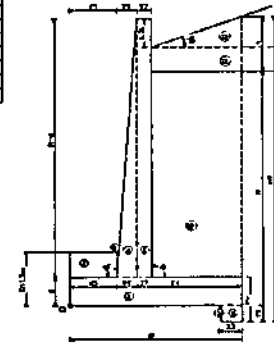
TABLA A.3.12-1
Tabla de coeficientes

GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Y	FACTOR B	CF	E	B	SF	WP	WL	LF	R+S+T	EQ	
I	1.30	0	1.67	0	0	1	0	0	0	0	0	
IA	1.30	0	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	
IB	1.30	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	
II	1.30	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	
III	1.30	0	1	1	0	1	1	0.3	1	1	0	
IV	1.30	0	1	1	0	1	1	0	0	0	1	
V	1.25	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	
VI	1.25	0	1	1	0	1	1	0.3	1	1	0	
VII	1.00	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	
VIII	1.30	0	1	1	0	1	1	0	0	0	0	
IX	1.20	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	
X	1.30	1	1.67	0	0	0	0	0	0	0	0	

COMBINACIONES DE CARGA

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Grupos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Hipotesis 1/1 m	1.17	1.30	1.01	0.09								
Hipotesis 2/2 m	0.08	1.01	1.01	1.01								

Y Factor de carga
B Coeficiente de carga
D Carga muerta
L Carga viva
I Impacto
CF Fuerza centrífuga
E Empuje de tierras
B Fricción
SF Presión por faga de la subterránea
WP Viento
WL Viento sobre carga viva
R+S+T Acorramiento-Retracción-Temp
EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro	(H-d)	2.50 m
Zanja delantera	(X1)	0.60 m
Zanja trasera	(X2)	0.60 m
Altura de la zanja	d	0.50 m
Baza muro	(B)	1.90 m
Ancho superior vórtigo	(X7)	0.30 m
Vórtigo inferior	(X8+X7+X9)	0.50 m
Altura del diente	(Y1)	0.30 m

DATOS DE DISEÑO
f_{cd} = 21.1 MPa
f_{yd} = 430 MPa
RECUBRIMIENTO DEL ACERO
R = 0.02 m

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P _e	18.31	kN/m
Etotal	28.85	kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

P _{so}	10.55	kN/m
-----------------	-------	------

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

P _{ad}	0.30	kN/m
Etotal	29.16	kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vmax	28.85	kN/m
Vu	49.75	kN/m
vu	97.56	kN/m
qVc	574.18	kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Vmax	28.18	kN/m
Vu	29.19	kN/m
vu	58.33	kN/m
qVc	574.18	kN/m

ARMADURA PARA EXPUESTA

p Mínima	0.0018
As	9.00 cm ²
As mín	2.5 cm ²
As diseño	4.50 cm ²
Barra No	4
Cent	4
S	0.25 m
1 No 4 c/0.25 m	

CADA CARA

FLEXION

Moment	31.50	Kn m
Mu	53.24	kNm
b	1 m	
h	0.50 m	

p Diseño	0.0007
p Mínima	0.0018
As	8.10 cm ²
Barra No	5
Cent	5
S	0.20 m
1 No 5 c/0.2 m	

HIPOTESIS DE CARGA 2

Mmax	29.75	Kn m
Mu	29.75	kn/m
b	1	m
h	0.50	m

p Diseño	0.0004
p Mínima	0.0018
As	8.10 cm ²
Barra No	5
Cent	5
S	0.20 m
1 No 5 c/0.2 m	

	CASO 1		CASO 2		Vórtigo	d	Vu	As _{mín}	As _{diseño}	Barra No	Separación	separación A	separación B	
(m)	Vu(KN)	Mu (KN.M)	Vu(KN)	Mu (KN.M)	(m)	(m)	kN/m	cm ² /m ²	cm ² /m ²	m	m			
1.25	15.17	11.01	9.05	4.72	0.400	0.350	43.33	OK	6.30	0.83	5	0.25	0.2	0
1.55	21.35	17.89	12.77	6.14	0.425	0.375	57.00	OK	6.73	1.27	6	0.25	0.2	0
1.85	28.55	27.02	17.09	12.89	0.450	0.400	71.38	OK	7.20	1.92	5	0.25	0.2	0
2.50	45.81	53.24	27.41	28.75	0.500	0.450	101.80	OK	8.10	3.16	3	0.20	0.2	0

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

amax	80.22	UN/m ²
amin	26.24	UN/m ²
a-b	63.17	UN/m ²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vmax	35.52	kN/m
Vu	60.53	kN/m
vu	121.06	kN/m
qVc	574.18	kN/m

ARMADURA DE RETRACCION

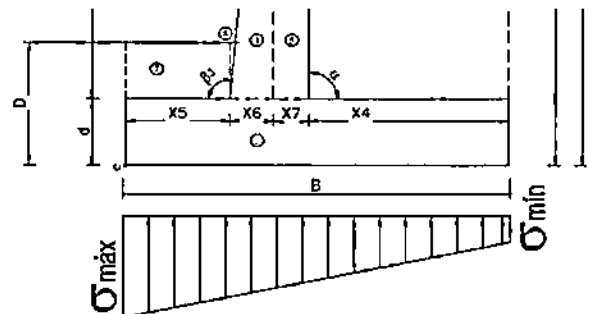
p Mínima	0.0018
As	8.10 cm ²
As mín	1.56 cm ²
As diseño	4.05 cm ²
Barra No	4
Cent	4
S	0.25 m
1 No 4 c/0.25 m	

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{ab}	11.28	kN m/m
M _u	19.02	kN-m/m
b	1 m	
h	0.50 m	

p Diseño	0.0002
p Mínima	0.0018
As	8.10 cm ²
Barra No	5
Cent	5
S	0.20 m
1 No 5 c/0.2 m	



3.5 VOLADIZO DEL TALON

omax	80.22	kN/m ²
omn	28.24	kN/m ²
o c-e	48.67	kN/m ²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V _{oe}	-28.32	kN/m	(-) Hacia Abajo
V _u	-47.85	kN/m	
w	95.71	kN/m ²	
q _{Ve}	574.18	kN/m ²	

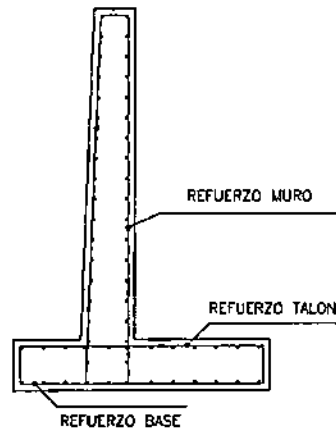
ARMADURA DE RETRACCIÓN

p Mínima	0.0018
A _s	8.10 cm ²
A _{s min}	2.6 cm ² 2.6 cm ² X (0)
A _{s diseño}	4.05 cm ²
Barra No	4
Cant	4
S	0.25 m
Refuerzo: 1 No. 4 c/0.25 m	

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{oe}	12.54	kN.m
M _u	21.19	kN.m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
p Diseño	0.0003	
p Mínima	0.0018	
A _s	8.10	cm ²
Barra No	4	
Cant	5	
S	0.20	m
Refuerzo: 1 No. 5 c/0.2 m		



3.6 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V _{oe}	8.75	kN/m	(-) Hacia Abajo
V _u	14.78	kN/m	
w	111.29	kN/m ²	
q _{Ve}	574.18	kN/m ²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

p Mínima	0.0018
A _s	7.74 cm ²
A _{s min}	2.6 cm ² 2.6 cm ² X (0)
A _{s diseño}	3.87 cm ²
Barra No	4
Cant	4
S	0.25 m
Refuerzo: 1 No. 4 c/0.25 m	

FLEXION

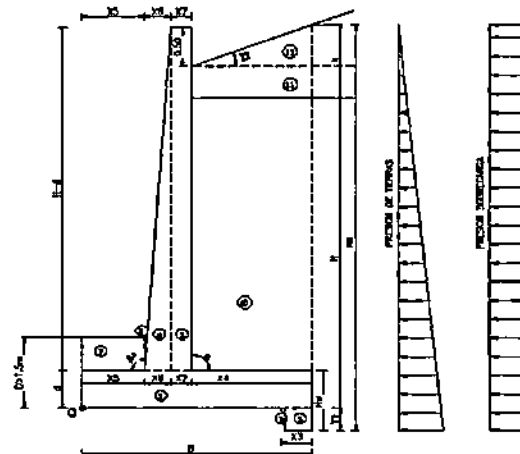
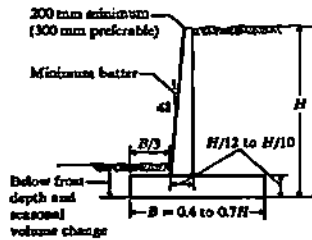
HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{oe}	4.69	kN.m
M _u	7.92	kN.m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.070	m
d	0.43	m
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
p Diseño	0.0001	
p Mínima	0.0018	
A _s	7.74	cm ²
Barra No	4	
Cant	7	
S	0.14	m
Refuerzo: 1 No. 4 c/0.14 m		

MURO H_{LIBRE} = 3.5 metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

**Caso 1: Análisis drenado
RELLENO SELECCIONADO**

SUELO	radiantes	RELLENO	radiantes	MURO	radiantes
C (kg/m ³)	1720	0.0	0.524	0.59	0.305
γ (kg/m ³)	1720	0.0	0.524	17.50	0.305
γ _{sat} (kg/m ³)	1720	0.0	0.524	17.50	0.305
γ _{sub} (kg/m ³)	1720	0.0	0.524	17.50	0.305
Angulo 45°	45	0.705	1.000	1.20	0.33
γ (kg/m ³)	1720	0.0	0.524	17.50	0.305
Angulo 100°	100	0.705	1.000	1.20	0.33
Combinación Angulos	45	0.705	1.000	1.20	0.33
α + β	2.084	0.800	0.7500	1.20	0.33
α - β	1.265	0.8537	0.7500	1.20	0.33
δ + β	0.829	0.7373	0.7500	1.20	0.33
δ - β	0.524	0.8000	0.7500	1.20	0.33
α + β ₁	1.571	1.0000	1.0000	1.20	0.33
α - β ₁	1.571	1.0000	1.0000	1.20	0.33
100 - α	1.571	1.0000	1.0000	1.20	0.33
100 - β ₁	1.504	0.8500	0.7500	1.20	0.33
α - β	1.047	0.8500	0.7500	1.20	0.33
α + β	1.970	0.8537	0.7500	1.20	0.33
δ + β ₁	0.524	0.8000	0.7500	1.20	0.33
α + β ₁	1.571	1.0000	1.0000	1.20	0.33



1. ANALISIS ESTÁTICO

$K_a = 0.299$
 $K_p = 3.000$

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

$P_a = 2.69$ tm

1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

$P_{sobrecarga} = 1.20$ tm

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

$Y_a = 1.17$ m $Y_{sobrecarga} = 1.50$ m

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Figura	DIMENSIONES	W Concreto	AREA	MATERIAL	PESO	BRAZO	Momento
	B (m)	H (m)	m ²	Um ³	Um ³	m	tm/m
1	2.00	0.30	1.00	2.4	2.40	1.00	2.40
2	0.00	0.30	0.00	2.4	0.00	0.70	0.00
3	0.50	0.30	0.15	2.4	0.36	1.75	0.63
4	0.20	3.00	0.39	2.4	0.72	0.83	0.60
5	0.30	3.00	0.90	2.4	2.16	1.00	2.27
6	0.00	3.00	0.00	2.4	0.00	1.20	0.00
7	0.70	1.00	0.70	2.0	1.40	0.35	0.49
8	0.07	1.00	0.03	2.0	0.07	0.72	0.05
9	0.00	3.00	0.00	2.0	0.00	1.20	0.00
10	0.80	3.00	2.40	2.0	4.80	1.00	7.68
11	0.80	0.00	0.00	2.0	0.00	1.60	0.00
12	0.80	0.00	0.00	2.0	0.00	1.75	0.00
Suma				11.8	subtotal	14.1	
P_a				0.00	2.00	0.00	
P_{ps}				8.75			

Momentos

P_a	2.69	1.187	3.14
P_{ps}	0.13	0.17	0.02
$P_{sobrecarga}$	1.20	1.50	1.80

Se considera la presencia de agua por debajo del talud incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.85	considerando P_a y relleno pasivos
F.S. No =	2.85	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	2.74	sin P_a y sin rellenos pasivos

3.9
1.4
2.45

Total 11.97 14.12 Nota: P_{pas} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C _{mb}	0.00	t/m
Resist. Fricción:	W _{0.60}	5.25	t/m
Presión pasiva	P_{pas}	6.75	t/m
	Total	14.00	t/m

$C_{act.amb} = 0.5C'$

P_{act}	2.69	t/m
P_{pas}	0.13	t/m
$P_{pasiva} =$	1.20	t/m

F.S. Ns: 3.49 considerando el empuje pasivo
F.S. Ns: 1.31 sin considerar el empuje pasivo
F.S. Ns: 2.40 considerando $K_a/(F.S. = 2)$

1.5 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Momento:	0.159	t.m/m
X centro:	0.77	m
Y:	0.23	m
G.M.:	0.13	m

Medidos desde el punto O
OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{adm. punto} = 20.0 \text{ t/m}^2$

Presiones aplicadas al suelo:

q_{max}	13.10	t/m ²
q_{min}	2.38	t/m ²

F.S. =	1.63
F.S. =	1.63

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO	radianes	RELLENO	Radianes	MURO	Radianes	a_v	K_h	K_v
C (N/m ²)	0.0							
ϕ	30	0.524	ϕ	30.00	0.524	ϕ	17.50	0.305
P_1	0.0	0.000	γ (t/m ³)	2.00	ϕ	0.197	0.003	
Ángulo 45°	45	0.785	Altura (m)	3.00	α	0.000	1.571	
			Ancho muro (m)	2.00				

Combinación de ángulos	seno	Sen ²	Coseno	Coseno ²
$\phi + \alpha - \beta = 0$	0.000	0.004	0.747	0.553
β	0.197	0.196	0.981	0.953
$\alpha - \phi - \beta$	1.262	0.953	0.304	
$\phi + \beta$	0.829	0.737		
$\phi - \beta - \phi$	0.820	0.497		
$\beta + \alpha$	1.571	1.000		
α	1.571	1.000	1.000	0.000

$K_{ad} = 0.305$

2.1 EMPUJE DINAMICO

$F_{app} = 0.99 \text{ t/m}$ Fuerza sísmica del peso propio

$P_{din.} = 0.04 \text{ t/m}$

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 2.33 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_1	14.12
M_2	13.50

Considerando rellenos pasivos
sin P_{pas} y sin rellenos pasivos que estabilizan

M_3

	W (t/m)	Brzo (m)	Momento (t.m/m)
$P_{act.amb}$	2.69	1.17	3.14
$P_{act. pasiva}$	0.04	2.33	0.19
P_{pas}	0.13	0.17	0.02
$P_{pasiva} =$	0.00	1.50	0.00
$P_{volante} =$	0.00	2.53	0.00
Total	3.85		3.20

Momentos Inerciales

Pesos	W (t/m)	Brzo (m)	Momento (t.m/m)
1	0.42	1.00	0.42
2	0.00	0.75	0.00
3	0.00	1.75	0.11
4	0.13	0.83	0.11
5	0.38	1.05	0.40
6	0.00	1.20	0.00
7	0.25	0.75	0.09
8	0.01	0.72	0.01
9	0.00	1.20	0.00
10	0.84	1.50	0.00
11	0.00	1.60	0.00
12	0.00	1.73	0.00
Suma	2.08	subtotal	1.13
P_{pas}	0.00	2.00	0.00
P_{pas}	6.75		
Total	2.08		1.13

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico por diferencia en el período de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; solo se considera estructura de pavimento

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\delta=0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinámico 3.22 considerando rellenos pasivos
F.S. No. Dinámico 3.10 sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corta:	C-B	0.00	VM
Resist. Fricción:	VP (ton/m)	5.25	VM
Presión pasiva	Pa	2.67	VM
	Total	14.00	VM

Pa	2.69
P _{activa}	0.04
P _{pasiva}	0.13
P _{resistencia}	0.00
P _{resistencia}	0.00
Total	2.88

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

F_{apda}

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (tonf)
1	0.42
2	0.00
3	0.06
4	0.13
5	0.38
6	0.00
7	0.25
8	0.01
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	1.24

Fuerza Inercial total

F.S. Ns:	3.41	} considerando el peso sin considerar el peso considerando K _a (F.S.=2)
F.S. Ns:	1.28	
F.S. Ns:	1.93	

Se considera peso solo por debajo del punto D, debido a la erosión del suelo

2.4 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{total}	9.18	t.mtr
X _{centr.}	0.77	m
g	0.23	m
h	2.00	m
B/4	0.50	m

Medidos desde el punto O

OK está dentro de la base

e<B	OK está dentro de la base
e>B	No está dentro de la base

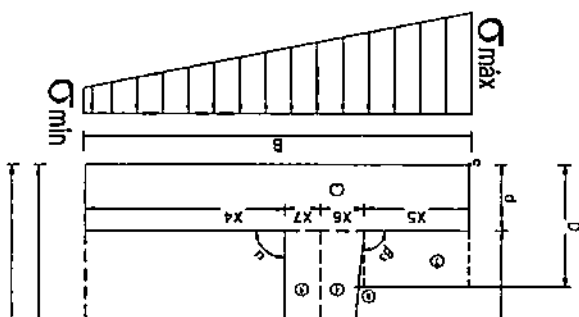
2.5 CAPACIDAD PORTANTE

Q _{ul suntu}	0.0	tm ²
Q _{ul suntu}	20.0	tm ²

Presiones aplicadas al suelo:

Q _{ul suntu}	11.32	tm ²
Q _{ul suntu}	2.12	tm ²

F.S. =	0.00
F.S. =	0.00

[illegible]

INDICADORES DE CALIDAD		INDICADORES DE CALIDAD		INDICADORES DE CALIDAD	
Volumen	30.66	Volumen	35.71	Volumen	35.71
Velocidad	63.37	Velocidad	78.22	Velocidad	78.22
Altura	130.76	Altura	374.18	Altura	374.18
ARMADURA CARA EXPUESTA		CADA CARA		ARMADURA CARA EXPUESTA	
As	9.00 cm ²	As	9.00 cm ²	As	9.00 cm ²
p Minima	0.0015	p Minima	0.0015	p Minima	0.0015
Barra No	4	Barra No	4	Barra No	4
Cant	0.29 m	Cant	0.29 m	Cant	0.29 m
S	1.39 x 0.35 m	S	1.39 x 0.35 m	S	1.39 x 0.35 m
INDICADORES DE CALIDAD		INDICADORES DE CALIDAD		INDICADORES DE CALIDAD	
Volumen	43.06	Volumen	43.22	Volumen	43.22
Velocidad	43.06	Velocidad	43.22	Velocidad	43.22
Altura	1 m	Altura	0.50 m	Altura	0.50 m
As	0.50 m	As	0.50 m	As	0.50 m
d	0.050 m	d	0.050 m	d	0.050 m
fc	211 kg/cm ²	fc	211 kg/cm ²	fc	211 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²	fy	4200 kg/cm ²	fy	4200 kg/cm ²
p Maximo	0.0015	p Maximo	0.0015	p Maximo	0.0015
Barra No	3	Barra No	3	Barra No	3
Cant	0.20 m	Cant	0.20 m	Cant	0.20 m
S	1.39 x 0.35 m	S	1.39 x 0.35 m	S	1.39 x 0.35 m

3 a EMPLEO DE TIPOPS	3 a EMPLEO DE SOBSECOADA	3 a EMPLEO DE TIPOPS
$P^2 =$	$P^{sobsecoada} =$	$P^2 =$
28.37	12.31	28.37
kN/m	kN/m	kN/m
3a.68		3a.68
Elast		Elast
$P^2 =$	$P^2_{elast} =$	$P^2 =$
0.43	0.43	0.43
kN/m	kN/m	kN/m
39.11		39.11
Elast		Elast

DEION D'HAZEL

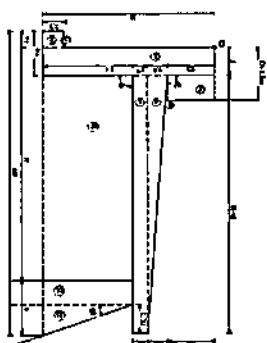
2.3 REFUERZO MÚLTIPLA

9.3 GEOMETRÍA Y MATERIALES ESTRUCTURA

[illegible][illegible]

$$|\partial_x^{2s} \vartheta + (L+S+Y)^s \vartheta + \mathcal{F}T^7 \vartheta + \mathcal{L}H^{7,0} \vartheta + \mathcal{K}^{1,0} \vartheta + \mathcal{J}S^5 \vartheta + \mathcal{B}^8 \vartheta + \mathcal{H}^8 \vartheta + \mathcal{J}D^2 \vartheta + (U+T)^7 \vartheta + D^q \vartheta| \lambda = (N) \rho du \mathcal{O}$$

S. DISEÑO ESTRUCTURAL



3.4 VOLADIZO DEL TALON

σ_{max}	98.73	kN/m ²
σ_{min}	17.85	kN/m ²
σ_{c-a}	50.20	kN/m ²

CORTANTE

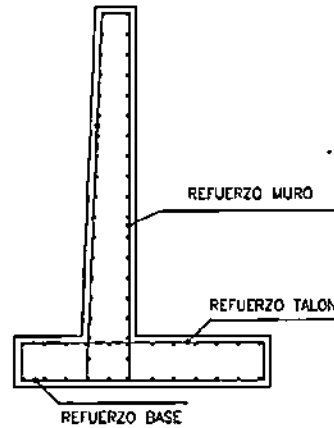
HIPOTESIS DE CARGA 1		
V_{o-e}	-38.85	kN/m
V_{u}	-65.83	kN/m
v_u	131.85	kN/m ²
ϕV_c	574.18	kN/m ²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0018	
A_s	8.10	cm ²
$A_{s\ min}$	2.6	cm ²
$A_{s\ diseño}$	4.05	cm ²
Barra No	4	
Cent	4	
S	0.25	m
Refuerzo	1 No. 4 c/0.25 m	

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1		
M_{o-e}	17.30	kN-m
M_u	28.24	kN-m
b	1	m
h	0.50	m
d	0.050	m
d	0.45	m > 0.09
f_c	211	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²
ρ Diseño	0.0004	
ρ Mínima	0.0018	
A_s	6.10	cm ²
Barra No	2	
Cent	5	
S	0.20	m
Refuerzo	1 No. 2 c/0.2 m	



3.5 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1		
V_{o-e}	8.75	kN/m
V_u	14.76	kN/m
v_u	153.09	kN/m ²
ϕV_c	574.18	kN/m ²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0018	
A_s	7.74	cm ²
$A_{s\ min}$	2.6	cm ²
$A_{s\ diseño}$	3.87	cm ²
Barra No	4	
Cent	4	
S	0.25	m
Refuerzo	1 No. 4 c/0.25 m	

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1		
M_{o-e}	4.89	kN-m
M_u	7.92	kN-m
b	1	m
h	0.50	m
d	0.070	m
d	0.43	m > 0.05
f_c	211	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²
ρ Diseño	0.0001	
ρ Mínima	0.0018	
A_s	7.74	cm ²
Barra No	4	
Cent	7	
S	0.14	m
Refuerzo	1 No. 4 c/0.14 m	

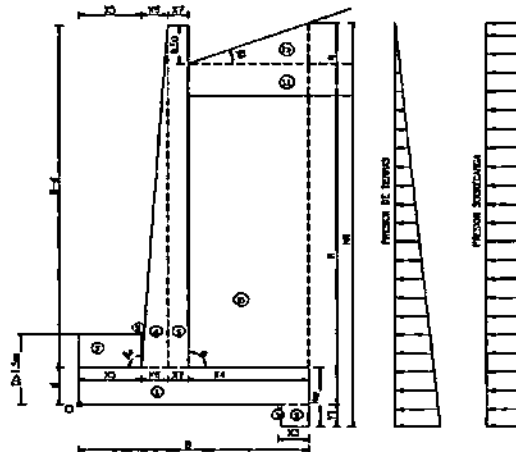
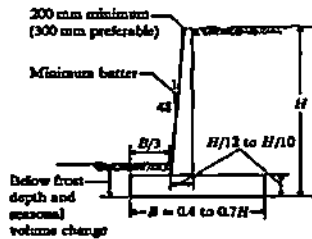
MURO H_{LIBRE} = 4.0 metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

Caso 1: Análisis drenado
RELLENO SELECCIONADO

SUELO	radiantes	RELLENO	Radiantes	MURO	radiantes
C (mm)	max 50.0 (mm)		0.524	0.55	17.50
β_1 (mm)	max 0.0 (mm)		0.000	0.00	1.571
β_2 (mm)	max 0.0 (mm)		0.000	0.00	1.027
Angulo 45°	45	Atenuación (m)	3.50	Sobrecarga	1.20 (m)
γ (kN/m³)	20.0 (kN/m³)	Ancho muro (m)	2.30	δ (°): se considera el residual: fricción suelo - suelo	
Angulo 120°	120				
Combinación ángulos	seno	seno	tan		
$\alpha + \beta$	2.094	0.8500	0.7500		
$\alpha - \beta$	1.265	0.8537			
$\beta - \beta_1$	0.829	0.7373			
$\beta - \beta_2$	0.824	0.8000			
$\alpha + \beta_1$	1.871	1.0000			
α	1.871	1.0000	1.0000		
$180 - \alpha$	1.371		0.000		
$180 - \beta_1$	1.515		17.885		
$\alpha - \beta$	1.047	0.8500	0.7500		
$\alpha + \beta$	1.875	0.8537			
$\beta - \beta_1$	0.824	0.8000			
$\alpha + \beta_1$	1.871	1.0000			

FACTORES DE SEGURIDAD	
ESTÁTICOS	DINÁMICOS
Volcan.	2.89
Desliz.	2.03
Cap. Port.	1.82
$\alpha - \beta_1$	0.25
B/S B/A	0.38
0.68	0.68

DIMENSIONES		OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO	
L (Sección)	6.00 m	Volumen (m³/m)	1.70
H	4.00 m	Altura Libre	3.50
Y1	0.30 m	Base	2.30
Y2	0.00 m	Talon	0.80
D	1.20 m	Ventosa	0.50
h	0.000	Pala	1.00
d	0.50	P.S. F.Ledos	2.59
HR	4.30	Volcan.	2.89
X1	1.10 m	Desliz.	2.03
X2	0.00	Cap. Port.	1.82
X3	0.50 m	$\alpha - \beta_1$	0.25
X4	0.00 m	B/S	0.38
X5	1.00	P.S. Dinámico	
X6	0.20	Volcan.	2.90
X7	0.30 m	Desliz.	1.84
X8	0.00	Cap. Port.	1.83
X9	0.80	$\alpha - \beta_1$	0.25
X10	0.08	B/A	0.38
δ	2.30	Se requiere protección geotécnica contra erosión en la parte del muro por quedar en el borde del talud	
H _L	0.50		



1. ANALISIS ESTÁTICO

$K_a = 0.299$
 $K_p = 3.000$

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

$P_a = 3.69$ t/m $P_{sobrecarga} = 1.44$ t/m

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

$Y_a = 1.33$ m $Y_{sobrecarga} = 1.75$ m

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Figura		DIMENSIONES		AREA	MATERIAL	PESO	BRAZO	Momento
	B (m)	H (m)	m2	cm3	unl	m	br/m2	
1	2.30	0.80	1.15	2.4	2.78	1.15	3.17	
2	0.60	0.30	0.00	2.4	0.00	1.00	0.00	
3	0.50	0.30	0.15	2.4	0.38	2.05	0.74	
4	0.20	3.50	0.35	2.4	0.84	1.13	0.95	
5	0.50	3.50	1.05	2.4	2.52	1.35	3.40	
6	0.60	3.50	0.90	2.4	0.00	1.50	0.00	
7	1.00	1.00	1.00	2.0	2.00	0.50	1.00	
8	0.08	1.00	0.03	2.0	0.00	1.02	0.06	
9	0.00	3.50	0.00	2.0	0.00	1.50	0.00	
10	0.60	3.50	2.80	2.0	9.60	1.90	10.54	
11	0.80	0.00	0.00	2.0	0.00	1.80	0.00	
12	0.60	0.00	0.00	2.0	0.00	2.03	0.00	
Suma					14.1	subtotal	20.0	
P _{ps}					0.00	2.30	0.00	
P _{ps}					8.75			

Mostrar

P_a	3.69	1.333	4.88
P_{ps}	0.13	0.17	0.02
$P_{sobrecarga}$	1.37	1.75	2.40

Se considera la presencia de agua por debajo del muro incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. $N_a = 2.73$	considerando P_a y relleno pasivo
F.S. $N_p = 2.73$	considerando relleno pasivo
F.S. $N_s = 2.59$	en P_a y un relleno pasivo

3.5
1.4
2.45

Total

14.14 19.99

Nota: P_{pas} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C*B	0.00	Uml
Resist. Fricción:	$W \cdot 0.50$	5.02	Uml
Presión pasiva:	P_{pas}	8.75	Uml
	Total	14.82	Uml

$C_{actuada} = 0.50'$

P_{act}	3.60	Uml
P_{pas}	0.13	Uml
P_{pasiva}	1.37	Uml

F.S. Ns:	2.67	considerando el empuje pasivo
F.S. Ns:	1.18	sin considerar el empuje pasivo
F.S. Ns:	2.63	considerando K_a (F.B=2)

1.5 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Muro:	12.664	Uml
X centro:	0.90	m
Y:	0.23	m
B/D:	0.38	m

Medidos desde el punto O
OK están en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{adm \text{ suelo}} = 20.0 \text{ Uml}^2$

Presiones aplicadas al suelo:

q_{act}	11.12	Uml
q_{pas}	2.68	Uml
F.S. =	1.62	
F.S. =	1.62	

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO	rad	relleno	Rad	MURO	Rad	K_a	K_p	K_c
C (Rm)	0.0							
ϕ	30	0.524	30.00	0.524	8	17.50	0.305	
β	0.0	0.000	2.00	8	0.197	0.003	0.175	0.1225
Angulo 45°	45	0.785	3.50	15	90.000	1.571		
		Ancho muro (m)	2.30					

Combinación de ángulos	seno	seno ²	Coseno	Coseno ²
$4 + 4 + 8 =$	2.088	0.834	0.747	0.553
$0 =$	0.187	0.136	0.979	0.958
$4 + 8 = 8$	1.292	0.959	0.304	0.304
$4 + 8 =$	0.829	0.737		
$4 + 8 = 0$	0.520	0.497		
$8 + 8 =$	1.571	1.000		
$0 =$	1.571	1.000	0.000	0.000

$K_m = 0.305$

2.1 EMPUJE DINAMICO

$F_{app} = 1.13 \text{ tm}$ Fuerza sónica del peso propio

$P_{pas} = 0.08 \text{ Uml}$

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 2.87 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_1	19.98	Considerando rellenos pasivos
M_2	18.91	sin P_{pas} y en rellenos pasivos que estabilizan

M_3

	W (Uml)	Brzo (m)	Momento (Uuml)
P_{activa}	3.60	1.33	4.88
P_{pasiva}	0.08	2.67	0.18
P_{pas}	0.13	0.17	0.02
$P_{activa pas}$	0.00	1.75	0.00
$P_{activa pas}$	0.00	2.87	0.00
Total	4.88		5.08

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico por diferencia en el período de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; solo se considera estructura de pavimento

Momentos Inerciales

Pesos	W (Uml)	Brzo (m)	Momento (Uuml)
1	0.48	1.15	0.59
2	0.00	1.00	0.00
3	0.08	2.05	0.13
4	0.15	1.13	0.17
5	0.48	1.35	0.60
6	0.00	1.50	0.00
7	0.35	0.50	0.18
8	0.01	1.02	0.01
9	0.00	1.50	0.00
10	0.08	1.50	0.00
11	0.00	1.50	0.00
12	0.00	2.03	0.00
Suma	2.47	subtotal	1.63
P_{pas}	0.00	2.30	0.00
P_{pas}	5.75		
Total	2.47		1.63

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\theta=0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinámico	2.68	considerando rellenos pasivos
F.S. No. Dinámico	2.60	sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corta:	C-B	0.00	vm
Resist. Fricción:	W*(tan ϕ)	6.07	vm
Presión pasiva	P _{pas}	2.67	vm
	Total	14.82	vm

P _{pas}	3.68
P _{pas-act}	0.08
P _{pas}	0.13
P _{pas-act}	0.00
P _{pas-act}	0.00
Total	3.65

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (v/m)
1	0.48
2	0.00
3	0.06
4	0.15
5	0.44
6	0.00
7	0.35
8	0.01
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	1.49

Fuerza Inercial total

F_{pas}

F. S. Nat:	2.77	considerando el peso
F. S. Nat:	1.14	sin considerar el peso
F. S. Nat:	1.64	considerando K _h /(F.S.-2)

Se considera peso solo por debajo del punto O, debido a la erosión del suelo

2.4 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{acto}	12.21	cm/m
X _{centro}	0.65	m
a	0.23	m
B	2.30	m
B/4	0.58	m

Medidos desde el punto O

OK está dentro de la base

a < B	OK está dentro de la base
a > B	No está dentro de la base

2.5 CAPACIDAD PORTANTE

q_{adm punto} = 20.0 t/m²

Presiones aplicadas al suelo:

q _{adm}	12.29	t/m ²
q _{adm}	1.78	t/m ²

F.S. =	1.63
F.S. =	1.63

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Gripa(N) = \gamma[\beta_D D + \beta_L(L+I) + \beta_{CF} CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{SF} SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R(R+S+T) + \beta_{EQ} EQ]$$

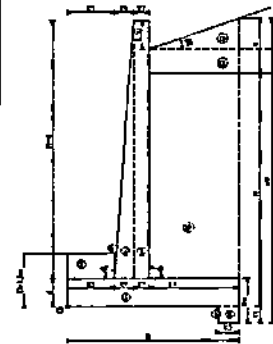
TABLA A.3.12.1
Tabla de coeficientes

GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Y	FACTOR D	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ
I	1.30	0	1.87	1	0	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.30	0	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.30	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	0	1	1	0	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.30	0	1	1	0	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	0	0	0	0	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	0	1	1	0	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.00	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.30	0	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.30	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.87	0	0	0	0	0	0	0	0	0

COMBINACIONES DE CARGA

1	D	E	EQ
Hipotesis (1)	1	1	1
Hipotesis (2)	0	1	1

Y Factor de carga
D Carga muerta
E Carga viva
L Carga viento
I Impacto
CF Fuerza centrífuga
E Empuje de tierras
B Presión por flujo de la corriente
SF Presión por flujo de la corriente
W Viento
WL Viento sobre carga viva
LF Aceleramiento-Retroacción-Terzo
EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro (H-d) 3.50 m
Zarpa delantera (X1) 1.00 m
Zarpa trasera (X8) 0.80 m
Altura de la zarpa d 0.50 m
Base muro (B) 2.30 m
Ancho superior vial (X7) 0.30 m
Vialismo inferior (X9+X7+X8) 0.50 m
Altura del drenaje (Y1) 0.30 m

DATOS DE DISEÑO

f_{cd} 21.1 MPa
f_{yd} 420 MPa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

R= 1.000 m

3.3 RÉFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_{st} = 35.80 kN/m
E_{total} 46.00 kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

P_{sobrecarga} = 14.07 kN/m
E_{total} 50.55 kN/m

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

P_{ad} = 0.50 kN/m
E_{total} 50.55 kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V_{st} 40.86 kN/m
V_u 84.44 kN/m
V_d 156.87 kN/m
V_{sc} 874.18 kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

V_{st} 50.55 kN/m
V_u 50.55 kN/m
V_d 101.10 kN/m
V_{sc} 574.18 kN/m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M_{st} 72.48 kN.m
M_u 122.48 kN.m
b 1 m
h 0.50 m
d' 0.050 m
d 0.45 m
f_{cd} 211 kg/cm²
f_y 4200 kg/cm²

HIPOTESIS DE CARGA 2

M_{st} 64.79 kN.m
M_u 64.79 kN.m
b 1 m
h 0.50 m
d' 0.050 m
d 0.45 m
f_{cd} 211 kg/cm²
f_y 4200 kg/cm²

ARMADURA CADA CARA EXPUESTA

p Máxima 0.0018
A_s 8.00 cm²
A_s mín 2.8 cm²
A_s diseño 4.50 cm²
Barra No 4
Cant 4
S 0.25 m

CADA CARA

p Máxima 0.0181437

p Diseño 0.0018
p Máxima 0.0018
A_s 8.10 cm²
Barra No 5
Cant 5
S 0.20 m

p Diseño 0.0008
p Máxima 0.0018
A_s 8.10 cm²
Barra No 5
Cant 5
S 0.20 m

	CASO 1		CASO 2		Vialismo	d	V _u		A _{st}	A _{st} requerido	Barra No.	Separación
(m)	Vu(KN)	Mu (KN.M)	Vu(KN)	Mu (KN.M)	(m)	(m)	kN/m		cm ² /m	cm ² /m		m
1.72	22.87	23.97	15.27	10.79	0.200	0.250	73.03	OK	8.30	1.73	5	0.25
2.18	35.70	38.20	21.94	18.87	0.425	0.375	97.88	OK	8.75	2.25	5	0.25
2.63	49.72	59.89	29.73	30.36	0.450	0.400	124.31	OK	7.20	4.01	5	0.25
3.50	81.47	122.49	48.79	64.79	0.500	0.450	181.03	OK	8.10	7.34	5	0.20

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

σ_{max} 100.18 kN/m²
σ_{min} 20.29 kN/m²
σ a-b 65.45 kN/m²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V_{st} 70.83 kN/m
V_u 119.68 kN/m
V_d 234.35 kN/m²
V_{sc} 574.18 kN/m²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

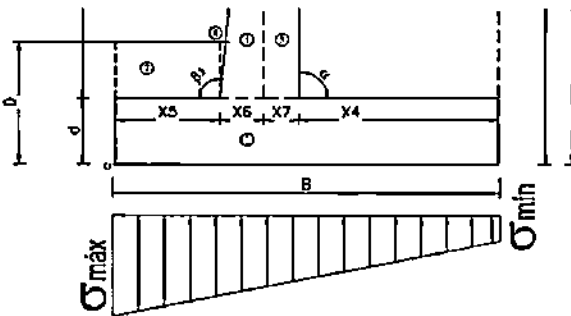
p Máxima 0.0018
A_s 8.10 cm²
A_s mín 2.8 cm²
A_s diseño 4.05 cm²
Barra No 4
Cant 4
S 0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M_{st} 38.30 kN.m
M_u 64.73 kN.m
b 1 m
h 0.50 m
d' 0.050 m
d 0.45 m
f_{cd} 211 kg/cm²
f_y 4200 kg/cm²

p Diseño 0.0003
p Máxima 0.0018
A_s 8.10 cm²
Barra No 5
Cant 5
S 0.20 m



3.3 VOLADIZO DEL TALON

omax 100.18 kN/m2
omin 20.29 kN/m2
o c-e 40.08 kN/m2

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vc-a -46.73 kN/m (-) Hacia Abajo
Vu -78.86 kN/m
Vd 157.95 kN/m
Vc 574.18 kN/m2

ARMADURA DE RETRACCIÓN

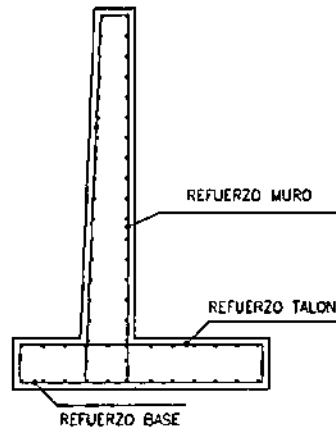
p Mínima 0.0018
As 8.10 cm2
As min 2.6 cm2
As diseño 4.05 cm2
Barra No 4
Cant 4
S 0.25 m
Refuerzo 1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Me-b 20.17 kN-m
Mu 34.10 kN-m
b 1 m
h 0.50 m
d' 0.050 m
d 0.45 m > 0.10
fc 211 kg/cm2
fy 4200 kg/cm2

p Diseño 0.0004
p Mínima 0.0018
As 8.10 cm2
Barra No 5
Cant 5
S 0.29 m
Refuerzo 1 No 5 c/0.29 m



3.3 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vc-a 8.75 kN/m (-) Hacia Abajo
Vu 14.78 kN/m
Vd 183.67 kN/m2
Vc 574.18 kN/m2

ARMADURA DE RETRACCIÓN

p Mínima 0.0018
As 7.74 cm2
As min 2.6 cm2
As diseño 3.87 cm2
Barra No 4
Cant 4
S 0.25 m
Refuerzo 1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Me-b 4.89 kN-m
Mu 7.92 kN-m
b 1 m
h 0.50 m
d' 0.070 m
d 0.43 m > 0.05
fc 211 kg/cm2
fy 4200 kg/cm2

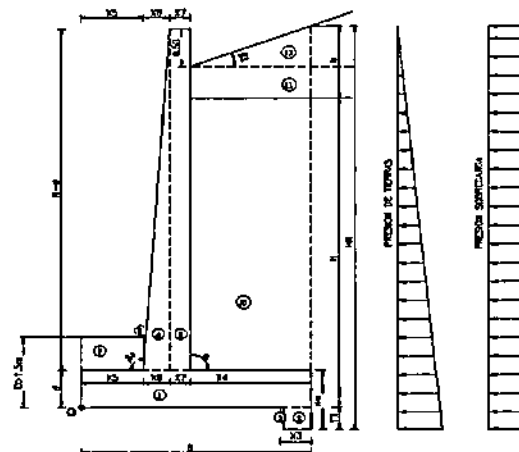
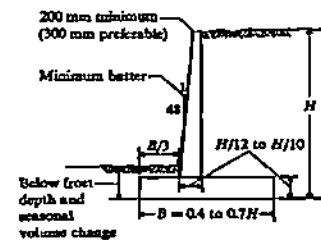
p Diseño 0.0001
p Mínima 0.0018
As 7.74 cm2
Barra No 4
Cant 7
S 0.14 m
Refuerzo 1 No 4 c/0.14 m

MURO H_{LIBRE} = 4.5 metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

Caso 1: Análisis drenado
RELLENO SELECCIONADO

SUELO		relleno		MURO	
C (kN/m ²)	0.0	φ	30	0.58	17.50
β ₁	0.0	γ (kN/m ³)	20	α	80
β ₂	0.0			β ₁	92.8
Ángulo 45°	45	Altura máxima (m)	4.00	Sobrecarga	1.20
γ (kN/m ³)	1.80	Ancho base (B) (m)	2.50	δ (°): se considera el residual, fricción suelo - suelo	
Ángulo 180°	3.142				
Combinación ángulos		seno	seno *	FACTORES DE SEGURIDAD	
α + β	2.094	0.6860	0.7900	ESTÁTICOS	
α - β	1.265	0.6537		DINÁMICOS	
φ + β	0.629	0.7373		Volcam.	2.34
φ - β ₁	0.524	0.5000		Desliz.	1.82
α + β ₂	1.571	1.0000		Cap. Part.	1.34
α	1.571	1.0000	1.0000	α + β ₂	0.91
180 - α	1.571			β ₂ β ₄	0.42
180 - β ₁	1.522			Estructura de pavimento:	
α - φ	1.047	0.6860	0.7500	h _{asf} (m)	0.60
α + φ	1.676	0.9537		γ _{asf} (kN/m ³)	2.25
φ + β ₂	0.524	0.5000		q _{asf} (kN/m ²)	1.20
α + β ₂	1.571	1.0000		Resollos h _{res} = 0.5 m	

DIMENSIONES	OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO
L (Sección)	0.00
H	4.50
Y ₁	0.40
Y ₂	0.00
D	1.50
h	0.000
d	0.50
HR	4.60
X ₁	1.20
X ₂	0.00
X ₃	1.00
X ₄	0.80
X ₅	1.20
X ₆	0.20
X ₇	0.30
X ₈	0.00
X ₉	0.80
X ₁₀	0.05
H	2.50
H _u	0.50



1. ANALISIS ESTATICO

$K_a = 0.298$
 $K_p = 3.000$

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

$P_a = 4.78$ U/m $P_{sobrecarga} = 1.51$ U/m

1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

$Y_a = 1.50$ m $Y_{sobrecarga} = 2.00$ m

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Figura	DIMENSIONES	AREA	MATERIAL	PESO	BRAZO	Momento
	G (m)	H (m)	m ²	U/m ³	m	U/m ²
1	2.50	0.30	1.25	2.4	3.00	3.75
2	0.00	0.40	0.00	2.4	0.00	0.00
3	0.50	0.40	0.20	2.4	0.45	1.08
4	0.20	4.30	0.40	2.4	0.96	1.26
5	0.30	4.30	1.20	2.4	2.88	4.45
6	0.00	4.00	0.00	2.4	0.00	0.00
7	1.20	1.00	1.20	2.0	2.40	1.44
8	0.05	1.00	0.03	2.0	0.05	0.06
9	0.00	4.00	0.00	2.0	0.00	0.00
10	0.80	4.00	3.20	2.0	6.40	13.44
11	0.80	0.00	0.00	2.0	0.00	0.00
12	0.80	0.00	0.00	2.0	0.00	0.00
Suma				10.2	subtotal	25.5
P _{asf}				0.00	2.50	0.00
P _{pas}				0.75		

MO_{pasos}

P _{asf}	4.78	1.500	7.18
P _{pas}	0.13	0.17	0.02
P _{asf+pas}	1.54	2.00	3.08

Se considera la presencia de agua por debajo del filtro (incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento)

F.S. No =	2.48	considerando P _{asf} y rellenos pasivos
F.S. No =	2.48	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	2.34	sin P _{asf} y sin rellenos pasivos

35
14
245

Total

16.17

25.51

Nota: P_{so} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C _u	0.00	tn/m
Resist. Fricción:	W ₀ 50	8.89	tn/m
Presión pasiva	P _{so}	9.75	tn/m
	Total	16.63	tn/m

C_u = 0.50'

P _{so}	4.78	tn/m
P _{so}	0.13	tn/m
P _{so}	1.54	tn/m

F.S. No:	2.68	considerando el empuje pasivo
F.S. No:	1.07	sin considerar el empuje pasivo
F.S. No:	1.82	considerando K _a (F.S. = 2)

1.5 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Muro:	15.238	l. muro
X centr.:	0.54	m
W:	0.31	m
W ₀ :	0.42	m

Medidos desde el punto O

OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

q_{adm} = 20.0 t/m²

Presiones aplicadas al suelo:

q_{adm} = 14.81 t/m²

q_{adm} = 2.24 t/m²

F.S. =	1.34
F.S. =	1.34

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO	medidas	RELLENO	medidas	MURO	medidas	K _a	K _p	K _u
C (m)	0.0							
h	30	0.524	30.00	0.524	17.50	0.305		
B	0.0	0.000	2.00	0	0.197	0.003	0.175	0.1225
Angulo 45°	45	0.785	Alzura (m)	4.00	90.000	1.571		
			Ancho muro (m)	2.50				

Combinación de ángulos	seno	Sen ²	Coseno	Cos ²
α + α + θ =	2.055	0.664	0.747	-0.503
β	0.197	0.196	0.638	0.981
α + β = θ	1.262	0.953	0.304	
α + β	0.829	0.737		
α + β = θ	0.520	0.497		
β + α	1.571	1.000		
α	1.571	1.000	1.000	0.000

K_u = 0.305

2.1 EMPUJE DINAMICO

F_{so} = 1.28 t/m Fuerza unitaria del peso propio

P_{so} = 0.08 t/m

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 3.00 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M ₁	25.51
M ₂	24.61

Considerando rellenos pesados sin P_{so} y sin rellenos pasivos que estabilizan

M ₃	W (tn/m)	Brzo (m)	Momento (tnm)
P _{so} (m)	4.78	1.50	7.18
P _{so} (m)	0.06	3.00	0.23
P _{so}	0.13	0.17	0.02
P _{so} (m)	0.00	2.00	0.00
P _{so} (m)	0.00	3.27	0.00
Total	6.27		7.43

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico por diferencia en el período de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; solo se considera estructura de pavimento

Momentos Inerciales

Pesos	W (tn/m)	Brzo (m)	Momento (tnm)
1	0.53	1.25	0.68
2	0.00	1.20	0.00
3	0.08	2.25	0.19
4	0.17	1.53	0.22
5	0.50	1.55	0.78
6	0.00	1.70	0.00
7	0.42	0.60	0.25
8	0.01	1.72	0.01
9	0.00	1.70	0.00
10	1.12	2.10	0.00
11	0.00	2.19	0.00
12	0.00	2.22	0.00
Suma	2.63	subtotal	2.11
P _{so}	0.00	2.50	0.00
P _{so}	6.75		
Total	2.63		2.11

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\beta = 0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinámico	2.67	considerando rellenos pesados
F.S. No. Dinámico	2.69	sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C/B	0.00	tn/m
Resist. Friction:	W/(tan(φ))	6.63	tn/m
Presión pasiva	P _{an}	3.67	tn/m
	Total	16.63	tn/m

P _{an}	4.78
P _{pasiva}	0.08
P _{fr}	0.13
P _{activa} =	0.00
P _{resist} =	0.00
Total	4.99

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (tn/m)
1	0.53
2	0.50
3	0.08
4	0.17
5	0.50
6	0.00
7	0.42
8	0.01
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	1.71

Fuerza Inercial total

Fsppe

F.S. N1:	2.48	considerando el peso
F.S. N2:	1.63	sin considerar el peso
F.S. N3:	1.68	considerando K _u (F.S. = 2)

Se considera peso solo por debajo del punto O, debido a la erosión del suelo

2.4 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{peso}	14.47	tn/m
X _{centr.}	0.69	m
e	0.36	m
B	2.50	m
B/4	0.63	m

Medidos desde el punto O

OK está dentro de la base

e < B	OK está dentro de la base
e > B	No está dentro de la base

2.5 CAPACIDAD PORTANTE

q _{so} =	0.0	tn/m ²
q _{so} =	20.0	tn/m ²

Presiones aplicadas al suelo:

q _{so} =	13.97	tn/m ²
q _{so} =	1.11	tn/m ²

F.S. =	0.00
F.S. =	1.43

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Grupo(N) = \gamma[\beta_D D + \beta_L(L+I) + \beta_C CF + \beta_R R + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R(R+S+T) + \beta_{EQ} EQ]$$

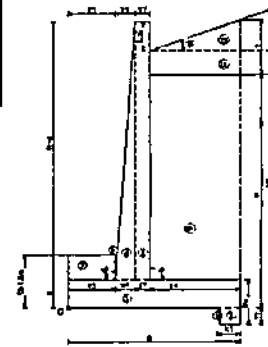
Tabla A.3.12.3
Tabla de coeficientes

GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Y	FACTOR E	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ
I	1.30	0	1.67	1	Re	1	1	0	0	0	0	0
IIA	1.30	0	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IIB	1.30	0	0	1	Re	1	1	0	0	0	0	0
III	1.30	0	0	0	Re	1	1	1	0	0	0	0
IV	1.30	0	1	1	Re	1	1	0.3	1	1	0	0
V	1.30	0	1	1	Re	1	1	0	0	0	1	0
VI	1.25	0	0	0	Re	1	1	1	0	0	1	0
VII	1.00	0	0	0	Re	1	1	0.3	1	1	1	0
VIII	1.30	0	1	1	Re	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.20	0	0	0	Re	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.67	0	Re	0	0	0	0	0	0	0

COMBINACIONES DE CARGA

	D	E	EQ
Hipotesis(1)=	2.17	1.39	1.82
Hipotesis(2)=	0.96	1.94	1.94

Y Factor de carga
D Coeficiente de carga
E Carga muerta
L Carga viva
I Impacto
CF Fuerza centrífuga
E Empuje de tierras
S Flotación
SF Presión por fugo de la corriente
W Viento
WL Viento sobre carga viva
LF R+S+T Aceleramiento-Relación Temp
EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA
Altura libre del muro (H-d) 4.00 m
Zarpa delantera (X1) 1.20 m
Zarpa trasera (X2) 0.60 m
Altura de la zarpa d 0.50 m
Base muro (E) 2.50 m
Ancho superior vial (X7) 0.30 m
Vialito inferior (X6+X7+X8) 0.50 m
Altura del diente (Y1) 0.40 m

DATOS DE DISEÑO
f_{cd} 31.1 Mpa
f_{yd} 428 Mpa
RECUBRIMIENTO DEL ACERO
R_e 2.0 cm

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_e = 49.85 kN/m
Etotal 62.71 kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

P_{sc} = 15.82 kN/m
Etotal 63.48 kN/m

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

P_{ad} = 0.77 kN/m
Etotal 63.48 kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1
Vmax 62.71 kN/m
Vu 105.86 kN/m
Vv 211.95 kN/m
Vvc 574.16 kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2
Vmax 63.48 kN/m
Vu 106.65 kN/m
Vv 213.30 kN/m
Vvc 574.16 kN/m

ARMADURA CARA EXPUESTA

ρ Minima 0.0012
As 8.00 cm²
As min 2.6 cm²
As diseño 4.50 cm²
Barra No 4
Cant 4
S 0.25 m
1 No 4 c/0.25 m

CADA CARA

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1
Mmax 101.88 kN m
Mu 172.34 kN m
b 1 m
h 0.50 m
d 0.45 m
fc 211 kg/cm²
fy 4200 kg/cm²

ρ Diseño 0.0023
ρ Minima 0.0018
As 10.41 cm²
Barra No 6
Cant 6
S 0.18 m
1 No 6 c/0.18 m

HIPOTESIS DE CARGA 2
Mmax 102.69 kN m
Mu 173.15 kN m
b 1 m
h 0.50 m
d 0.45 m
fc 211 kg/cm²
fy 4200 kg/cm²

ρ Diseño 0.0012
ρ Minima 0.0018
As 8.10 cm²
Barra No 6
Cant 6
S 0.20 m
1 No 6 c/0.20 m

	CASO 1	CASO 2	Vialito	d	Vu	As _{req}	As _{prov}	Barra No	Separación	separación A	separación B
(m)	Vu(kN)	Mu(NK.M)	Mu(NK.M)	Mu(NK.M)	(m)	(m)	cm ² /m	cm ² /m	m		
2.00	31.69	31.30	18.85	15.10	0.400	0.350	90.58	OK	6.30	2.39	0.32
2.50	45.81	53.24	27.41	24.73	0.425	0.375	122.16	OK	6.75	3.60	0.32
3.00	62.40	63.29	37.35	43.06	0.450	0.400	164.09	OK	7.20	5.59	0.32
4.00	103.01	172.34	61.72	82.69	0.500	0.450	228.91	OK	8.10	10.41	0.32

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

σ_{max} 110.19 kN/m²
σ_{min} 16.58 kN/m²
α a-b 85.28 kN/m²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1
Vsb 90.67 kN/m
Vu 153.57 kN/m
Vv 307.14 kN/m
Vvc 574.16 kN/m

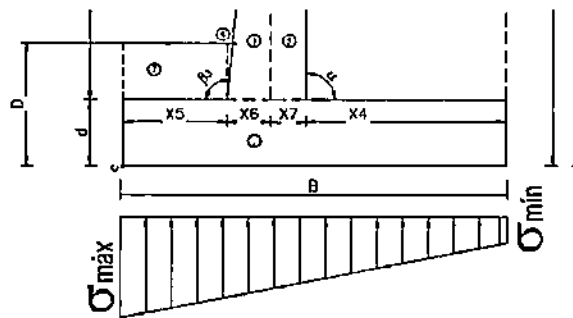
ARMADURA DE RETRACCION

ρ Minima 0.0018
As 8.10 cm²
As min 3.12 cm²
As diseño 4.05 cm²
Barra No 4
Cant 4
S 0.25 m
1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1
Msb 59.91 kN m/m
Mu 101.23 kN m/m
b 1 m
h 0.50 m
d 0.45 m
fc 211 kg/cm²
fy 4200 kg/cm²

ρ Diseño 0.0013
ρ Minima 0.0018
As 8.10 cm²
Barra No 4
Cant 4
S 0.20 m
1 No 4 c/0.20 m



3.5 VOLADIZO DEL TALON

σ_{max}	110.19	kN/m ²
σ_{min}	18.58	kN/m ²
σ_{c-4}	48.54	kN/m ²

CORTANTE

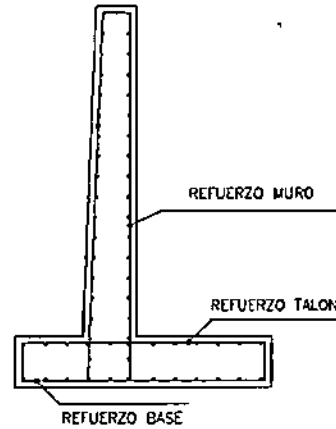
HIPOTESIS DE CARGA 1		
V_e	-56.67	kN/m
V_u	-65.77	kN/m
w	191.55	kN/m ²
ϕV_c	574.18	kN/m ²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0018
A_s	8.10 cm ²
A_{smin}	2.8 cm ²
$A_{s diseño}$	4.05 cm ²
Barra No	4
Cent	4
S	0.25 m
Refuerzo	1 No. 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1	
M_e	24.27 Kn.m
M_u	41.01 kN-m
b	1 m
h	0.50 m
d	0.45 m
f_c	211 kg/cm ² 0.11
f_y	4200 kg/cm ²
ρ Diseño	0.0005
ρ Mínima	0.0018
A_s	8.10 cm ²
Barra No	4
Cent	5
S	0.20 m
Refuerzo	1 No. 5 c/0.2 m



3.5 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1		
V_e	9.75	kN/m
V_u	10.47	kN/m
w	222.73	kN/m ²
ϕV_c	574.18	kN/m ²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0018
A_s	7.74 cm ²
A_{smin}	2.6 cm ²
$A_{s diseño}$	3.87 cm ²
Barra No	4
Cent	4
S	0.25 m
Refuerzo	1 No. 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1		
M _e	5.88	Kn.m
M _u	8.93	kN.m
b	1	m
h	0.50	m
d	0.43	m
f _c	211	kg/cm2
f _y	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0001	
ρ Mínima	0.0018	
A _s	7.74	cm2
Barra No	4	
Cent	7	
S	0.14	m
Refuerzo	1 No 4 c/0.14 m	

MURO $H_{LIBRE} = 5.0$ metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

Caso 1: Análisis drenado
RELLENO SELECCIONADO

SUELO	radiantes	RELLENO	radiantes	MURO	radiantes
C (t/m ³)	0.0		0.524	0.53	0.305
ϕ	130.0	0.524	30	0.524	1.571
β_{1m}	0.0	0.000	2	0.0	1.571
β_{2m}	0.0	0.000		0.0	1.571
Ángulo 45°	45	0.785	4.50	0.785	1.571
γ (t/m ³)	1.50				
Ángulo 180°	180	3.142			
Combinación ángulos	seno	Senos	tan		
$\alpha + \phi$	2.084	0.8860	0.7500		
$\alpha - \phi$	1.265	0.9437			
$\phi + \beta_1$	0.629	0.7373			
$\phi + \beta_2$	0.524	0.5000			
$\alpha + \beta_1$	1.571	1.0000			
$\alpha + \beta_2$	1.571	1.0000			
$180 - \alpha$	1.571		0.000		
$180 - \beta_1$	1.525		22.022		
$\alpha - \phi$	1.047	0.8660	0.7500		
$\alpha + \beta_1$	1.616	0.9537			
$\phi + \beta_2$	0.524	0.5000			
$\alpha + \beta_2$	1.571	1.0000			

Sobre carga: 1.20 t/m² (viva + peso pavimento)

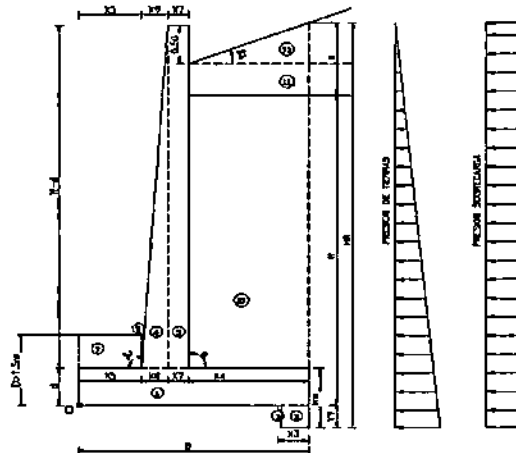
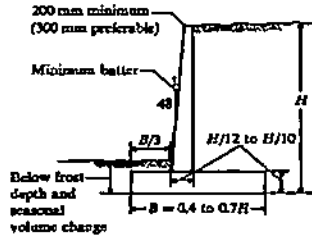
S (+): se considera el ϕ residual, fricción suelo - suelo

FACTORES DE SEGURIDAD		
	ESTÁTICOS	DINÁMICOS
Volcam.	2.35	2.52
Desliz.	1.68	1.81
Cap. Port.	1.48	1.40
$e < B/6$	0.31	0.42
B/6 B/4	0.48	0.73

Estructura de pavimento:

h_{pav}	0.03	m
γ_{pav}	2.25	t/m ³
q_{des}	1.20	t/m ²
Isobrea	0.5	m

DIMENSIONES		OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO	
L (Sección)	8.00	Volumen (m ³ /m)	3.96
H	5.00	Altura Libre	4.50
Y1	0.50	Base	2.90
Y2	0.00	Talón	0.80
D	1.30	Versado	0.50
h	0.000	Pase	1.60
d	0.50	# 8 Estidra	
HR	5.50	Volcam.	2.35
X1	1.50	Desliz.	1.68
X2	0.00	Cap. Port.	1.48
X3	0.50	e < B/6	0.31
X4	0.50	B/4	0.48
X5	1.60	# 8 Deslizado	
X6	0.20	Volcam.	2.52
X7	0.30	Desliz.	1.81
X8	0.00	Cap. Port.	1.40
X9	0.80	e < B/6	0.42
X10	0.04	B/6	0.73
B	2.50	Se requiere protección geotécnica contra erosión en la parte del muro por quedar en el borde del talud	
H ₀	0.50		



1. ANALISIS ESTATICO

$K_a = 0.299$
 $K_p = 3.000$

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

$P_a = 8.00$ t/m

1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

$P_{sobrecarga} = 1.70$ t/m

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

$Y_a = 1.67$ m $Y_{sobrecarga} = 2.25$ m

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Figura		DIMENSIONES		AREA		MATERIAL		PESO		BRAZO		Momento	
		B (m)	H (m)	m ²	t/m ³		t/m ³		t/m ³	m	t/m ²		t/m ²
1		2.90	0.50	1.45	2.4	3.48	1.45	5.05					
2		0.00	0.50	0.00	2.4	0.00	1.60	0.00					
3		0.50	0.50	0.25	2.4	0.60	2.65	1.59					
4		0.20	4.50	0.45	2.4	1.08	1.73	1.87					
5		0.30	4.50	1.35	2.4	3.24	1.95	8.32					
6		0.00	4.50	0.00	2.4	0.00	2.10	0.00					
7		1.60	1.30	1.80	2.0	2.20	0.80	2.56					
8		0.04	1.00	0.02	2.0	0.04	1.61	0.07					
9		0.00	4.50	0.00	2.0	0.00	2.10	0.00					
10		0.80	4.50	3.60	2.0	7.20	2.50	18.00					
11		0.80	0.00	0.00	2.0	0.00	2.50	0.00					
12		0.80	0.00	0.00	2.0	0.00	2.83	0.00					
Suma						18.8	subtotal	35.5					
$P_{a, No}$						0.00	2.90	0.00					
$P_{a, No}$						10.80							

No punto

$P_{a, No}$	8.00	1.667	10.09
$P_{a, No}$	0.13	0.17	0.02
$P_{a, No}$	1.71	2.25	3.85

Se considera la presencia de agua por debajo del filo
Incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.84	considerando $P_{a, No}$ y rellenos pasivos
F.S. No =	2.64	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	2.35	sin $P_{a, No}$ y sin rellenos pasivos

3.5
1.4
2.43

Total

18.84 35.46

Nota: P_{ps} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Carlot	C ₁ B	0.00	1/m
Resist. Fricción	WFO 60	7.62	1/m
Presión pasiva	P_{ps}	10.83	1/m
Total		18.62	1/m

$C_{calculo} = 0.90$

P_{ps}	8.06	1/m
P_{ps}	0.13	1/m
$P_{ps} =$	1.71	1/m

F.S. No:	2.36	considerando el empuje pasivo
F.S. No:	0.99	sin considerar el empuje pasivo
F.S. No:	1.68	considerando K_p (F.S. = 2)

1.5 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Resultante	21.495	1/m
X centr.	1.14	m
Y	0.31	m
Dist.	0.43	m

Medidos desde el punto O
OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{adm} = 20.0 \text{ t/m}^2$

Presiones aplicadas al suelo:

$q_{ad} = 13.55 \text{ t/m}^2$
 $q_{ad} = 2.87 \text{ t/m}^2$

F.S. =	1.48
F.S. =	1.48

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO	rellenos	RELLENO	rellenos	MURO	rellenos	K_a	K_p	K_c
C (t/m ³)	0.0							
ϕ	30	0.524	30.00	0.524	17.50	0.305		
β	0.0	0.000	2.00	0	0.187	0.003	0.175	0.1225
Angulo 45°	45	0.785	4.50	a	90.000	1.571		
		Ancho muro (m)	2.90					

Combinación de ángulos	seno	Senos	Coseno	Cosenos
$\phi + \alpha + \beta$	2.098	0.854	0.747	-0.293
ϕ	0.187	0.195	0.038	0.981
$\alpha + \beta - \phi$	1.262	0.853		0.304
$\phi + \beta$	0.829	0.737		
$\phi - \beta - \phi$	0.520	0.497		
$\beta + \phi$	1.571	1.000		
α	1.571	1.000	1.000	0.000

$K_a = 0.305$

2.1 EMPUJE DINAMICO

$F_{dpe} = 1.47 \text{ t/m}$ Fuerza térmica del peso propio

$P_{dpe} = 0.10 \text{ t/m}$

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 3.33 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_1	35.46
M_2	32.83

Considerando rellenos pasivos
sin P_{ps} y sin rellenos pasivos que estabilizan

	W (t/m)	Brzo (m)	Momento (tm/m)
P_{dpe}	8.06	1.67	10.09
P_{ps}	0.10	3.33	0.33
P_{ps}	0.13	0.17	0.02
$P_{ps} =$	0.00	2.25	0.00
$P_{ps} =$	0.00	3.57	0.00
Total	7.75		10.44

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico por diferencia en el periodo de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; solo se considera estructura de pavimento

Momentos Inerciales

Pesos	W (t/m)	Brzo (m)	Momento (tm/m)
1	0.61	1.45	0.66
2	0.00	1.50	0.00
3	0.11	2.65	0.25
4	0.19	1.75	0.33
5	0.57	1.85	1.11
6	0.00	2.10	0.00
7	0.59	0.80	0.45
8	0.01	1.81	0.01
9	0.00	2.10	0.00
10	1.25	2.50	0.00
11	0.00	2.50	0.00
12	0.00	2.63	0.00
Suma	3.30	subtotal	3.08
P_{ps}	0.00	2.90	0.00
P_{ps}	8.75		
Total	3.30		3.08

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\beta = 0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinam	2.63	considerando rellenos pasivos
F.S. No. Dinam	2.62	sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C ^u	0.00	tonf
Resist. Fricción:	Wtan(δ)	7.82	tonf
Presión pasiva	P _{pas}	4.73	tonf
	Total	18.57	tonf

P _{pas}	0.00
P _{pas}	0.10
P _{pas}	0.13
P _{pas}	0.00
P _{pas}	0.00
Total	0.23

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

F_{pas}

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (tonf)
1	0.81
2	0.00
3	0.11
4	0.19
5	0.57
6	0.00
7	0.58
8	0.01
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	2.04

Fuerza Inercial total

F.S. Ns:	2.24	considerando el pasivo
F.S. Ns:	0.94	en considerar el pasivo
F.S. Ns:	1.31	considerando K _o (F.S. =2)

Se considera pasivo solo por debajo del punto O, debido a la erosión del suelo

2.4 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{res}	18.33	tonf.m
X _{centro}	1.03	m
e	0.42	m
B	2.00	m
B/4	0.73	m

Medidos desde el punto O

OK está dentro de la base

e < B	OK está dentro de la base
e > B	No está dentro de la base

2.5 CAPACIDAD PORTANTE

Q _{al suelo}	0.0	tonf
Q _{sin suelo}	20.0	tonf

Presiones aplicadas al suelo:

Q _{pas}	14.29	tonf
Q _{pas}	0.93	tonf

F.S.	1.40
F.S.	1.40

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Grupa(N) = \gamma [\beta_D D + \beta_L (L + I) + \beta_{CF} CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{SF} SF + \beta_{IV} IV + \beta_{W1} WL + \beta_{LF} LF + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} EQ]$$

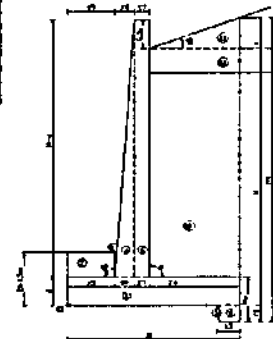
TABLA A.3.12-1
Tabla de coeficientes

GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Y	FACTOR	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ
I	1.30	D	1.67	1	1	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.30	Ba	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.30	Ba	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	Ba	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	Ba	1	1	1	1	1	0.5	1	1	0	0
IV	1.30	Ba	1	1	1	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	Ba	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	Ba	1	1	1	1	1	0.5	1	1	1	0
VII	1.00	Ba	0	0	1	1	1	0	0	0	1	1
VIII	1.30	Ba	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.25	Ba	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0
X	1.50	1	1.67	0	1	0	0	0	0	0	0	0

COMBINACIONES DE CARGA

	D	E	EQ
Hipotesis 1	1.0	1.0	1.0
Hipotesis 2	0.0	1.0	1.0

Y Factor de carga
B Coeficiente de carga
D Carga muerta
L Carga viva
I Impacto
CF Fuerza centrífuga
E Empuje de tierras
B Presión
SF Presión por flujo de la corriente
W Viento
WL Viento sobre carga viva
LF
R+S+T Acomodamiento-Intemperie-Tiempo
EQ Gama



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA
Altura libre del muro (Hd) 4.50 m
Carga delantera (Qd1) 150 m
Carga trasera (Qd2) 0.80 m
Altura de la zanja d 0.50 m
Base muro (B) 2.00 m
Ancho superior vialto (X7) 0.30 m
Vialto inferior (X8+X9+X8) 0.50 m
Altura del diente (Y1) 0.50 m

DATOS DE DISEÑO
fca 21.3 Mpa
fy 420 Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO
R= 10 mm

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_h = 59.34 kN/m
Etotal = 76.92 kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

P_{h sobrecarga} = 17.58 kN/m

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

P_{h ad} = 0.67 kN/m
Etotal = 77.59 kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1
Vu = 76.92 kN/m
Vu = 130.00 kN/m
Vu = 260.00 kN/m
qVc = 574.18 kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2
Vu = 77.89 kN/m
Vu = 77.89 kN/m
Vu = 155.78 kN/m
qVc = 574.18 kN/m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1
Mu = 135.48 kN/m
Mu = 234.00 kN/m
b = 1 m
h = 0.50 m
d = 0.050 m
d = 0.45 m
fc = 211 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²

HIPOTESIS DE CARGA 2
Mu = 127.53 kN/m
Mu = 127.53 kN/m
b = 1 m
h = 0.50 m
d = 0.050 m
d = 0.45 m
fc = 211 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²

ARMADURA CARA EXPUESTA

p Mínima 0.0018
As 9.00 cm²
As mín 2.8 cm²
As diseño 4.05 cm²
Barra No 4
Cant 4
S 0.25 m
1 No 4 c/0.25 m

CADA CARA

p Mínima 0.001437

p Diseño 0.0018
As 14.29 cm²
Barra No 3
Cant 8
S 0.18 m
1 No 3 c/0.18 m

p Diseño 0.0017
p Mínima 0.0018
As 8.10 cm²
Barra No 3
Cant 3
S 0.33 m
1 No 3 c/0.33 m

	CASO 1	CASO 2	Vialto	d	wu	As _{req}	As _{prop}	Barra No	Separación	separación A	separación B
Y(m)	Vu(KN)	Mu(KN-M)	Vu(KN)	Mu(KN-M)	(m)	(m)	cm ² /m	cm ² /m	m		
2.25	39.44	41.37	22.99	20.39	0.400	0.350	109.83	OK 8.30	3.16	0.33	0.2
2.81	53.89	70.94	33.45	28.35	0.425	0.375	149.03	OK 6.75	5.09	0.33	0.2
3.38	76.47	111.72	45.79	38.81	0.450	0.400	191.17	OK 7.20	7.56	0.33	0.2
4.50	127.03	234.00	76.12	127.93	0.500	0.450	282.28	OK 8.10	14.29	0.16	0.2

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

omax 104.44 kN/m²
omin 22.80 kN/m²
o a-b 69.47 kN/m²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1
Vu = 111.92 kN/m
Vu = 189.15 kN/m
Vu = 378.29 kN/m²
qVc = 574.18 kN/m²

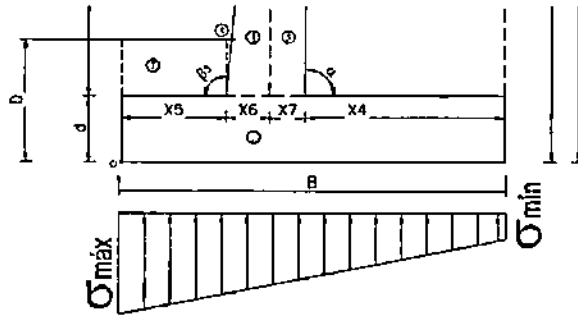
ARMADURA DE RETRACCION

p Mínima 0.0018
As 8.10 cm²
As mín 4.16 cm²
As diseño 4.05 cm²
Barra No 4
Cant 4
S 0.25 m
1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1
Mu = 98.13 kN/m
Mu = 167.53 kN/m
b = 1 m
h = 0.50 m
d = 0.050 m
d = 0.45 m
fc = 211 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²

p Diseño 0.0022
p Mínima 0.0018
As 10.12 cm²
Barra No 3
Cant 8
S 0.18 m
1 No 3 c/0.18 m



3.5 VOLADIZO DEL TALON

dmx	104.44	kN/m ²
dmin	22.83	kN/m ²
σ o-e	45.41	kN/m ²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V _{o-e}	-62.43	kN/m	(-) Hacia Abajo
V _u	-105.50	kN/m	
v _u	211.00	kN/m ²	
q _{Vc}	574.18	kN/m ²	

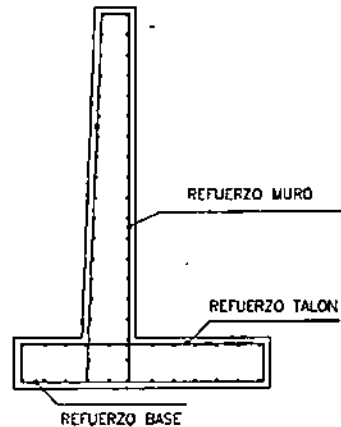
ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Máxima	0.0018
A _s	8.10 cm ²
A _{s min}	2.8 cm ²
A _{s diseño}	4.05 cm ²
Barra No	4
Carat	4
S	0.25 m
Refuerzo= 1 No 4 c/0.25 m	

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{o-e}	26.17	Kn.m
M _u	44.23	kN-m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
ρ Diseño	0.0008	
ρ Mínima	0.0018	
A _s	8.10	cm ²
Barra No	4	
Carat	5	
S	0.20	m
Refuerzo= 1 No 5 c/0.2 m		



3.6 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V _{o-e}	10.83	kN/m	(-) Hacia Abajo
V _u	16.25	kN/m	
v _u	245.35	kN/m ²	
q _{Vc}	574.18	kN/m ²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Máxima	0.0018
A _s	7.74 cm ²
A _{s min}	2.8 cm ²
A _{s diseño}	3.87 cm ²
Barra No	3
Carat	6
S	0.16 m
Refuerzo= 1 No 3 c/0.16 m	

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{o-e} 7.24 kN.m		
M _u	12.23	kN.m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.070	m
d	0.43	m > 0.06
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
ρ Diseño	0.0002	
ρ Mínima	0.0018	
A _s	7.74	cm ²
Barra No	4	
Carat	7	
S	0.14	m
Refuerzo= 1 No 4 c/0.14 m		

MURO H_{LIBRE} = 2.5 metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

Caso 1: Análisis drenado
RELLENO SELECCIONADO

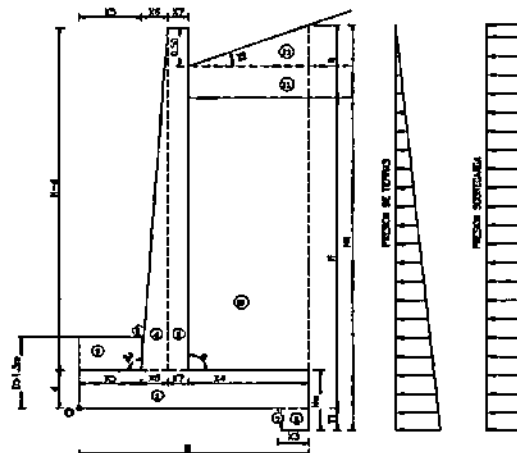
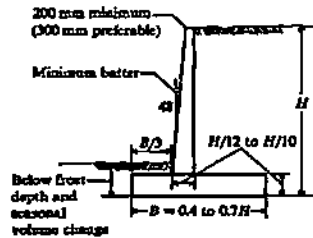
SUELO	radiantes	RELLENO	radiantes	MURO	radiantes
$C (kN/m^2)$	0.0		0.524	0.58	
ϕ	0.0		30.0	17.50	0.305
β_1	0.0		2.0	0.0	1.571
β_2	0.0		0.000	95.8	1.572
Ángulo α	45		2.30		
$\gamma (kN/m^3)$	20.0		1.63		
Ángulo β	3.142				
Combinación ángulos	seno	seno	tan		
$m + \phi$	2.064	0.8660	0.7500		
$\alpha - \phi$	1.265	0.8537			
$\phi - \beta$	0.629	0.7373			
$\phi - \beta_1$	0.624	0.5000			
$m + \beta_1$	1.571	1.0000			
α	1.571	1.0000			
$\beta_1 - \alpha$	1.571		0.000		
$\beta_2 - \beta_1$	1.470		9.845		
$m - \phi$	1.047	0.8660	0.7500		
$\alpha - \theta$	1.878	0.8537			
$\phi + \beta_2$	0.524	0.8000			
$m + \beta_2$	1.571	1.0000			

Factores de seguridad:

γ_{red}	0.90
γ_{sat}	2.25
γ_{sub}	1.20
γ_{sobrec}	0.6

DIMENSIONES	OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO
L (Sección)	5.00
H	2.80
Y ₁	0.20
Y ₂	0.00
Q	1.50
h	0.00
d	0.50
HR	3.00
X ₁	0.50
X ₂	0.03
X ₃	0.50
X ₄	0.60
X ₅	0.50
X ₆	0.23
X ₇	0.30
X ₈	0.00
X ₉	0.60
X ₁₀	0.10
B	1.63
H _{sub}	0.50

Se requiere protección pasiva contra erosión en la parte del muro por quedar en el borde del talud



1. ANALISIS ESTÁTICO

$K_a = 0.299$
 $K_p = 3.020$

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

$P_a = 1.58 \text{ kN/m}$ $P_{sobrecarga} = 1.00 \text{ kN/m}$

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

$Y_a = 0.83 \text{ m}$ $Y_{sobrecarga} = 1.15 \text{ m}$

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Mr. Mesa		W Concrete		Z4			
Figura	DIMENSIONES		AREA	MATERIAL	PESO	BRAZO	Momento
	B (m)	H (m)	m2	Um3	Una	m	kn/m
1	1.63	0.50	0.82	2.4	1.96	0.82	1.59
2	0.03	0.20	0.00	2.4	0.01	0.52	0.00
3	0.50	0.20	0.10	2.4	0.24	1.41	0.34
4	0.23	2.30	0.26	2.4	0.63	0.65	0.41
5	0.30	2.30	0.69	2.4	1.69	0.66	1.46
6	0.00	2.30	0.00	2.4	0.00	1.03	0.00
7	0.50	1.60	0.50	2.0	1.00	0.25	0.25
8	0.10	1.60	0.05	2.0	0.10	0.53	0.05
9	0.00	2.30	0.00	2.0	0.00	1.03	0.00
10	0.50	2.30	1.36	2.0	2.76	1.33	3.67
11	0.60	0.60	0.60	2.0	0.60	1.33	0.60
12	0.50	0.60	0.90	2.0	0.84	1.43	0.60
Suma				8.4	subtotal	7.8	
P_a					0.00	1.63	0.00
P_{pa}						7.80	

Mostrando

P_a	1.58	0.933	1.48
P_{pa}	0.13	0.17	0.02
P_{sobrec}	0.95	1.15	1.10

Se considera la presencia de agua por debajo del muro incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.99	considerando P_a y relleno pasivos
F.S. No =	2.99	considerando relleno pasivos
F.S. No =	2.88	en P_a y sin relleno pasivos

Total 0.35 7.78 Nota: P_{pas} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Cortar:	C ₁₈	0.00	tn/m
Resist. Fricción:	W _{0.80}	3.68	tn/m
Presión pasiva	P_{pas}	7.80	tn/m
	Total	11.48	tn/m

Catena = 0.50'

P_{act}	1.58	tn/m
P_u	0.13	tn/m
P_{pasiva}	0.88	tn/m

F.S. Ns:	4.31	considerando el empuje pasivo
F.S. Ns:	1.38	sin considerar el empuje pasivo
F.S. Ns:	2.84	considerando $K_p(F.S.=2)$

1.5 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Muro:	5.163	cm
X centr.:	0.62	m
e:	0.19	m
CG:	0.27	m

Medidos desde el punto O
OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$Q_{suelo} = 29.0 \text{ t/m}^2$

Presiones aplicadas al suelo:

Q_{mu}	11.55	tn/m
Q_{an}	1.91	tn/m

F.S. =	1.73
F.S. =	1.73

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO	radiantes	RELLENO	radiantes	MURO	radiantes	a_g	K_a	K_p
C (t/m ²)	0.0							
ϕ	30	0.524	4	30.00	0.524	8	17.50	0.305
β	0.0	0.000	γ (t/m ³)	2.00		8	0.197	0.603
Ángulo 45°	45	0.785	Altura (m)	2.30		α	60.000	1.571
		Ancho muro (m)	1.63					

Combinación de ángulos	seno	seno ³	Coseno	Coseno ³
$\phi + \alpha + \beta =$	2.058	0.884	0.747	-0.509
ϕ	0.197	0.150	0.938	0.881
$\alpha - \beta - \phi =$	1.262	0.993		0.304
$\phi + \beta$	0.629	0.257		
$\phi - \beta - \alpha$	0.520	0.437		
$\phi + \alpha$	1.571	1.000		
α	1.571	1.000	1.000	0.000

$K_{mu} = 0.305$

2.1 EMPUJE DINAMICO

$F_{dyn} = 0.79 \text{ t/m}$ Fuerza sismica del peso propio

$P_{dyn} = 0.03 \text{ t/m}$

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 1.87 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_1	7.76
M_2	7.48

Considerando rellenos pasivos
sin P_{av} y sin rellenos pasivos que estabilizan

M_3	W (tn/m)	Brazo (m)	Momento (tnm/m)
$P_{dyn, mu}$	1.58	0.93	1.48
$P_{dyn, an}$	0.03	1.87	0.05
P_u	0.13	0.17	0.02
$P_{pasiva, mu}$	0.00	1.15	0.00
$P_{pasiva, an}$	0.00	2.00	0.00
Total	2.52		1.55

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico por diferencia en el período de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; solo se considera estructura de pavimento

Momentos Inerciales

Pesos	W (tn/m)	Brazo (m)	Momento (tnm/m)
1	0.34	0.62	0.29
2	0.00	0.52	0.00
3	0.04	1.41	0.06
4	0.11	0.65	0.07
5	0.29	0.65	0.26
6	0.00	1.02	0.00
7	0.18	0.25	0.04
8	0.02	0.53	0.01
9	0.00	1.03	0.00
10	0.48	1.33	0.60
11	0.00	1.33	0.00
12	0.00	1.43	0.00
Suma	1.49	subtotal	0.72
P_{dyn}	0.00	1.83	0.00
P_{pas}	0.73		
Total	1.49		0.72

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\beta=0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinam=	1.44	considerando rellenos pasivos
F.S. No. Dinam=	1.38	sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C-B	0.00	Unf
Resist. Fricción:	W(tanφ)	3.68	Unf
Presión pasiva	P _a	1.73	Unf
	Total	11.48	Unf

P _{pas}	1.58
P _{fric}	0.03
P _a	0.13
P _{residual}	0.00
P _{total}	0.00
Total	1.73

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (t/m)
1	0.34
2	0.00
3	0.04
4	0.11
5	0.29
6	0.00
7	0.18
8	0.02
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	0.98

Fuerza Inercial total

P.S. No:	4.23	considerando el pasivo
F.S. No:	1.36	en considerar el pasivo
F.S. No:	1.99	considerando K _a /(F.S.=2)

Se considera pasivo solo por debajo del punto Q, debido a la presión del suelo

F_{app}

2.4 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{base}	5.21	t.m/m
X _{centr.}	0.52	m
e	0.19	m
B	1.03	m
B/4	0.41	m

Medidos desde el punto Q

OK está dentro de la base

e < B	OK está dentro de la base
e > B	No está dentro de la base

2.5 CAPACIDAD PORTANTE

q _{ul base}	0.0	Unf
q _{pas base}	20.0	Unf

Presiones aplicadas al suelo:

q _{pas}	9.88	Unf
q _{ul}	1.73	Unf

F.S. =	2.02
--------	------

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Grupa(N) = \gamma[\beta_D D + \beta_L(L+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{VL} VL + \beta_L LF + \beta_R(R+S+T) + \beta_{EQ} EQ]$$

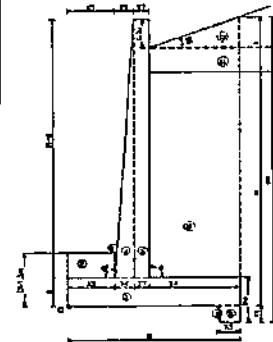
Tabla A 3.12-1
Tabla de coeficientes

GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Y	FACTOR D	L	CF	E	B	SF	W	VL	LF	R+S+T	EQ
I	1.30	0	1.67	0	0	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	0	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
III	1.30	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0
IV	1.30	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0
V	1.30	0	1	1	0	1	1	0.3	1	1	0	0
VI	1.30	0	1	1	0	1	1	0	0	0	1	0
VII	1.30	0	1	1	0	1	1	0.3	1	1	1	0
VIII	1.30	0	1	1	0	1	1	0	0	0	0	1
IX	1.30	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.67	0	0	0	0	0	0	0	0	0

COMBINACIONES DE CARGA

Gr. I	1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Gr. II	1.0	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Gr. III	1.0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Gr. IV	1.0	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0
Gr. V	1.0	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0
Gr. VI	1.0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
Gr. VII	1.0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0
Gr. VIII	1.0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0
Gr. IX	1.0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0
Gr. X	1.0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0

γ Factor de carga
β Coeficiente de carga
D Carga muerta
L Carga viva
I Impacto
CF Fuerza centrífuga
E Empuje de tierras
B Flotación
SF Presión por fugo de la cometa
W Viento
VL Viento sobre carga viva
LF Viento sobre carga muerta
R+S+T Acomodo de Racc. accion Temp
EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro	(H-d)	2.30 m
Zarpa delantera	(X1)	0.50 m
Zarpa trasera	(X2)	0.50 m
Altura de la zarpa	d	0.50 m
Base muro	(B)	1.53 m
Ancho superior vaciado	(X7)	0.30 m
Vástago inferior	(X3+X7+X8)	0.53 m
Altura del dento	(Y1)	0.20 m

DATOS DE DISEÑO

f_{ca} 21.1 Mpa
f_{yc} 4200 Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

R= 3.05 m

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P _h	15.50	kN/m
E _{total}	25.33	kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

P _h	8.85	kN/m
E _{total}	25.60	kN/m

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

P _h	0.25	kN/m
E _{total}	25.60	kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vbase	25.35	kN/m
Vu	42.84	kN/m
vu	80.83	kN/m
qVc	574.18	kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Vbase	25.60	kN/m
Vu	25.60	kN/m
vu	43.30	kN/m
qVc	574.18	kN/m

ARMADURA CARA EXPUESTA

ρ Mínima	0.0020
As	10.60 cm ²
As mín	2.6 cm ²
As diseño	5.30 cm ²
Barra No	4
Cent	5
S	0.20 m

CADA CARA

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1		
Mbase	25.78	Kn
Mu	43.59	kN/
b	1 m	
h	0.53 m	

ρ Diseño	0.0005
ρ Mínima	0.0020
As	9.60 cm ²
Barra No	3
Cent	5
S	0.20 m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Mbase	21.57	kN.m
Mu	21.57	kN.m
b	1 m	
h	0.53 m	
d'	0.050 m	
d	0.48 m	
f _c	21.1 kg/cm ²	
f _y	4200 kg/cm ²	

ρ Diseño	0.0002
ρ Mínima	0.0020
As	9.60 cm ²
Barra No	3
Cent	5
S	0.20 m

CASO 1			CASO 2			Vastago	d	vu	As _{req}	As _{prov}	Barra No	Separación
γ(m)	V _y (KN)	M _y (NK.M)	V _y (KN)	M _y (NK.M)	(m)	(m)	45°N		cm ² /ml	cm ² /ml		m
1.15	13.38	9.24	7.98	3.88	0.415	0.355	38.67	OK	7.30	0.67	5	0.25
1.44	16.78	14.88	11.21	6.63	0.444	0.394	47.69	OK	7.88	1.00	5	0.25
1.73	24.99	22.39	14.83	10.41	0.473	0.423	59.14	OK	8.45	1.40	5	0.2
2.30	35.87	43.59	23.84	21.57	0.530	0.480	83.05	OK	9.60	2.42	5	0.20

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

σ _{max}	66.19	kN/m ²
σ _{min}	14.26	kN/m ²
σ _{a-b}	84.13	kN/m ²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vbase	31.58	kN/m
Vu	53.37	kN/m
vu	106.74	kN/m
qVc	574.18	kN/m

ARMADURA DE RETRACCION

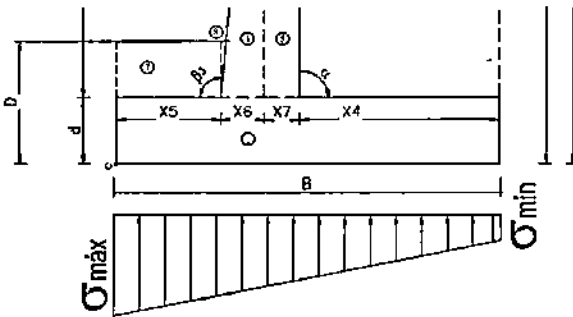
ρ Mínima	0.0020
As	9.00 cm ²
As mín	1.5 cm ²
As diseño	4.50 cm ²
Barra No	4
Cent	4
S	0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{ab}	8.35	Kn.m
M _u	14.12	kN.m
b	1 m	
h	0.50 m	

ρ Diseño	0.0002
ρ Mínima	0.0020
As	9.00 cm ²
Barra No	4
Cent	5
S	0.20 m



3.5 VOLADIZO DEL TALON

q_{max}	86.19	kN/m ²
q_{min}	14.28	kN/m ²
q_{c-s}	40.74	kN/m ²

CORTANTE

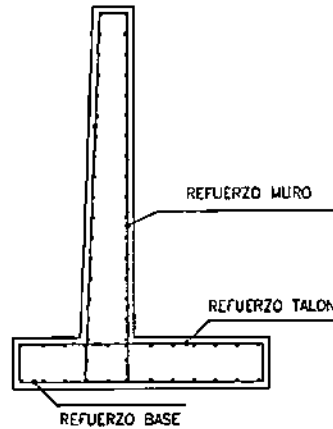
HIPOTESIS DE CARGA 1		(-) Hacia Abajo
V_{ed}	-24.93	kN/m
V_u	-42.18	kN/m
v_u	84.33	kN/m ²
v_{ed}	574.18	kN/m ²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0020
A_s	9.00 cm ²
A_{smin}	2.6 cm ²
A_s diseño	4.50 cm ²
Barra No	4
Cent	4
S	0.25 m
Refuerzo	1 No.4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1		
M_{ed}	8.28	Kn.m
M_u	13.99	Kn.m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f_c	211	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²
ρ Diseño	0.0027	
ρ Mínima	0.0020	
A_s	9.00	cm ²
Barra No	4	
Cent	5	
S	0.20	m
Refuerzo:	1 No.5 c/0.2 m	



3.5 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1		(-) Hacia Abajo
V_{ed}	7.80	kN/m
V_u	13.19	kN/m
v_u	58.95	kN/m ²
v_{ed}	574.18	kN/m ²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0020
A_s	6.60 cm ²
A_{smin}	2.6 cm ²
A_s diseño	4.50 cm ²
Barra No	4
Cent	4
S	0.25 m
Refuerzo	1 No.4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1		
M_{ed}	3.66	Kn.m
M_u	5.19	kn-m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.070	m
d	0.43	m
f_c	211	kgf/cm ²
f_y	4200	kgf/cm ²
ρ Diseño	0.0001	
ρ Mínima	0.0020	
A_s	6.60	cm ²
Barra No	4	
Cent	7	
S	0.14	m
Refuerzo	1 No.4 c/0.14 m	

MURO H_{LIBRE} = 3.0 metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

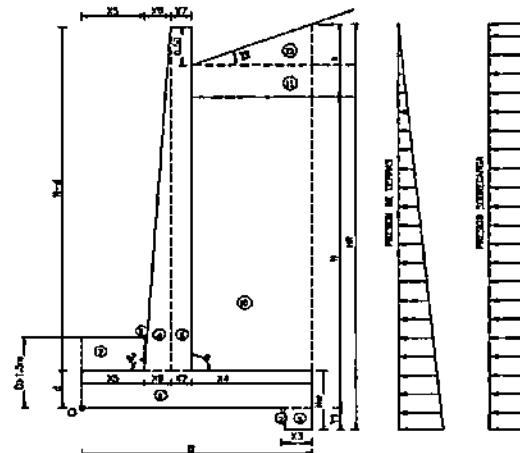
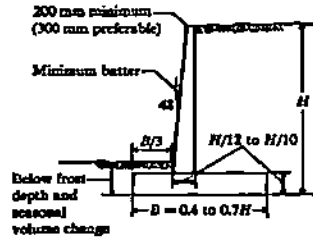
Caso 1: Análisis drenado
RELLENO SELECCIONADO

SUELO	radiantes	RELLENO	Radiantes	MURO	Radiantes
$C (N/m^2)$	$14.4 \times 10^{-4} (1)$		0.58	17.50	0.305
ϕ	$30.0 (2)$		0.524	17.50	0.305
β_{pas}	$0.0 (3)$				
β_{vol}	$0.0 (4)$				
Angulo 45°	45				
$\gamma (N/m^3)$	$0.22 \times 10^3 (5)$				
Angulo 100°	3.142				
Combinación ángulos					
$\alpha + \phi$	2.084	0.8660	0.7500		
$\alpha + \delta$	1.265	0.9337			
$\phi + \delta$	0.629	0.7373			
$\phi + \beta_1$	0.524	0.5000			
$\alpha + \beta_1$	1.571	1.0000			
α	1.571	1.0000			
$180 - \alpha$	1.571		0.000		
$180 - \beta_1$	1.492		12.700		
$\alpha + \delta$	1.047	0.8660	0.7500		
$\alpha + \delta$	1.876	0.9337			
$\phi + \beta_1$	0.524	0.5000			
$\alpha + \beta_1$	1.571	1.0000			

$\delta (+)$: se considera el residual : fricción suelo - suelo

FACTORES DE SEGURIDAD	
ESTÁTICOS	DINÁMICOS
Volcam.	3.44
Desliz.	2.08
Cap. Port.	2.03
$\alpha - \beta_1$	0.16
B/S B/4	0.32

Estructura de pavimento	
$t_{cm} =$	0.00 m
$t_{pm} =$	2.25 m
$t_{ps} =$	1.20 m
Rebosa	0.6 m



1. ANALISIS ESTÁTICO

$K_a = 0.289$
 $K_p = 3.000$

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

$P_a = 1.87 \text{ t/m}$ $P_{sobrecarga} = 1.08 \text{ t/m}$

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro :

$Y_a = 1.00 \text{ m}$ $Y_{sobrecarga} = 1.25 \text{ m}$

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Figura	DIMENSIONES	W Concreto	MATERIAL	PESO	BRAZO	Momento
	B (m)	H (m)	AREA	t/m3	m	t/m2
1	1.80	0.50	0.95	2.4	2.28	2.17
2	0.00	0.30	0.00	2.4	0.00	0.00
3	0.20	0.30	0.15	2.4	0.36	0.59
4	0.20	2.50	0.25	2.4	0.60	0.73
5	0.30	2.50	0.25	2.4	1.60	0.69
6	0.00	2.50	0.00	2.4	0.00	0.00
7	0.00	1.00	0.00	2.0	1.20	0.36
8	0.00	1.00	0.00	2.0	0.00	0.00
9	0.00	2.50	0.00	2.0	0.00	0.00
10	0.00	2.50	0.00	2.0	4.00	6.00
11	0.00	0.00	0.00	2.0	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	2.0	0.00	0.00
Suma				10.3	subtotal	11.3
P_a				0.00	1.90	0.00
P_{ps}				8.75		

Momentos

P_a	1.87	1.000	1.87
P_{ps}	0.13	0.17	0.02
$P_{sobrecarga}$	1.03	1.25	1.28

Se considera la presencia de agua por debajo del filtro
Incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	3.57	considerando P_a y rellenos pasivos
F.S. No =	3.57	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	3.44	en P_a y sin rellenos pasivos

TOTAL

10.32 11.32

Nota: P_{pas} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	c'	0.00	tn/m
Resist. Fricción:	$\tan \phi'$	0.50	tn/m
Presión pasiva:	P_{pas}	8.75	tn/m
	TOTAL	13.31	tn/m

Cosecant = 0.50°

P_{act}	1.87	tn/m
P_{pas}	0.13	tn/m
$P_{resultante}$	1.03	tn/m

F.S. No:	4.41	considerando el empuje pasivo
F.S. No:	1.51	sin considerar el empuje pasivo
F.S. No:	2.98	considerando K_a (F.S. = 2)

1.5 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Neto:	8.147	tn/m
X centr.:	0.79	m
Y:	0.16	m
B/H:	0.32	m

Medidos desde el punto O
OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{adm} = 20.0 \text{ t/m}^2$

Presiones aplicadas al suelo:

q_{act}	0.85	tn/m
q_{pas}	3.22	tn/m

F.S. =	2.03
F.S. =	2.03

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO	radianes	RELLENO	radianes	MURO	radianes	α_s	K_v	K_h
C (N/m ²)	0.0							
ϕ	30	0.524	30.00	0.524	8	17.50	0.305	
β	0.0	0.000	2.00	8	0.197	0.003		0.175
Ángulo 45°	45	0.785	Altura (m)	2.50	α	90.000	1.571	0.1225
		Ancho muro (m)	1.90					

Combinación de ángulos seno	Senos	Cosenos	Cosenos
$\beta + \alpha + \theta =$	2.056	0.664	0.747
θ	0.127	0.190	0.938
$\alpha + \theta = \theta$	1.262	0.953	0.504
$\beta + \theta$	0.629	0.737	
$\beta - \theta$	0.520	0.497	
$\beta + \alpha$	1.571	1.000	
α	1.571	1.000	0.000

$K_{av} = 0.305$

2.1 EMPUJE DINAMICO

F_{act} = 0.88 t/m Fuerza sísmica del peso propio

$P_{act} = 0.03 \text{ t/m}$

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 2.00 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAIMIENTO

M_1	11.32	Considerando rellenos pasivos
M_2	10.91	sin P_{act} y sin rellenos pasivos que estabilizan

M_0

	W (tn/m)	Braccio (m)	Momento (tn/m)
P_{act}	1.87	1.00	1.87
$P_{act,din}$	0.03	2.00	0.06
P_{pas}	0.13	0.17	0.02
$P_{act,din}$	0.00	1.25	0.00
$P_{act,din}$	0.00	2.20	0.00
TOTAL	2.03		1.95

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico por diferencia en el periodo de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; solo se considera estructura de pavimento

Momentos Inerciales

Pesos	W (tn/m)	Braccio (m)	Momento (tn/m)
1	0.49	0.65	0.38
2	0.00	0.80	0.00
3	0.08	1.65	0.10
4	0.11	0.73	0.08
5	0.32	0.22	0.30
6	0.00	1.10	0.00
7	0.21	0.30	0.06
8	0.01	0.63	0.01
9	0.00	1.10	0.00
10	0.70	1.50	0.09
11	0.00	1.50	0.00
12	0.00	1.63	0.00
Suma	1.81	subtotal	0.93
P_{pas}	0.00	1.80	0.00
P_{pas}	0.75		
TOTAL	1.81		0.93

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\theta=0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinámico	3.63	considerando rellenos pasivos
F.S. No. Dinámico	3.63	sin rellenos pasivos



Agencia Nacional de
Infraestructura



ESTUDIOS Y DISEÑOS PROYECTO DE CONCESIÓN AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE DE SANTANDER



TECHNOLOGY AND
MANAGEMENT LTD.

2.3 ESTABILIDAD DINÁMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C/B	0.00	utm
Resist. Fricción:	W/(tan(φ))	4.50	utm
Presión pasiva	P _{pas}	2.67	utm
	Total	13.31	utm

P _{pas}	1.87
P _{pasiva}	0.03
P _{pas}	0.13
P _{pasiva}	0.00
P _{pasiva}	0.00
Total	2.02

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (tmf)
1	0.40
2	0.00
3	0.06
4	0.11
5	0.22
6	0.00
7	0.21
8	0.01
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	1.11

Fuerza Inercial total

F_{pas}

F.S. Net	4.25	considerando el pasivo
F.S. Net	1.48	sin considerar el pasivo
F.S. Net	2.31	considerando $K_p/(F.S.+2)$

Se considera pasivo solo por debajo del punto O, debido a la erosión del suelo

2.4 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{act}	8.03	t.mtm
X _{centr.}	0.78	m
e	0.17	m
B	1.90	m
B/4	0.48	m

Medidos desde el punto O

OK está dentro de la base

e<B	OK está dentro de la base
e>B	No está dentro de la base

2.5 CAPACIDAD PORTANTE

q _{act. suelo}	0.0	utm ²
q _{act. suelo}	20.0	utm ²

Presiones aplicadas al suelo:

q _{act.}	9.22	utm ²
q _{pas.}	2.73	utm ²

F.S. =	2.17
F.S. =	2.17

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Grupo(N) = \gamma[\beta_D D + \beta_L(L+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R(R+S+T) + \beta_{EQ} EQ]$$

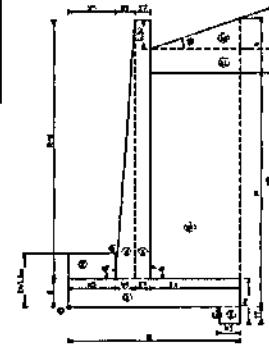
Tabla de coeficientes

GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	1.30	1.0	1.67	CF	E	B	SF	W	WL	LE	R+S+T	EQ
IIA	1.30	1.0	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.30	1.0	0	1	Pr	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	1.0	0	0	Pr	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	1.0	1	1	Pr	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.30	1.0	1	1	Pr	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	1.0	0	0	Pr	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	1.0	1	1	Pr	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.00	1.0	0	0	Pr	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.30	1.0	1	1	Pr	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.20	1.0	0	0	Pr	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.67	0	Pr	0	0	0	0	0	0	0

COMBINACIONES DE CARGA

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Hipotesis 1	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
Hipotesis 2	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1

Y Factor de carga
B Combinación de carga
D Carga muerta
L Carga viva
I Impacto
CF Fuerza centrífuga
E Erosión de la base
B Rotación
SF Presión por flujo de la semente
W Viento
WL Viento sobre carga viva
R+S+T Aportamiento/Retención/Tiempo
EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro	(H-d)	2.50 m
Zanja delantera	(K1)	0.60 m
Zanja trasera	(K2)	0.80 m
Altura de la zanja	d	0.50 m
Base muro	(B)	1.90 m
Ancho superior vado	(K7)	0.30 m
Vadego inferior	(K6+K7+K8)	0.50 m
Altura del diente	(Y1)	0.30 m

DATOS DE DISEÑO
fca = 21.3 Mpa
fy = 420 Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO
Re = 1.25 m

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

Pa =	18.31	kN/m
Etotal	28.86	kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

Pa =	10.55	kN/m
------	-------	------

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

Pa =	0.30	kN/m
Etotal	29.16	kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vase	28.86	kN/m
Vu	48.76	kN/m
w	97.56	kN/m
qVc	574.18	kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Vase	29.16	kN/m
Vu	29.16	kN/m
w	58.33	kN/m
qVc	574.18	kN/m

ARMADURA CARA EXPUESTA

p Mínima	0.0018
As	9.00 cm ²
As mín	2.8 cm ²
As diseño	4.50 cm ²
Barra No	4
Carat	4
S	0.25 m

CADA CARA

p Máxima 0.0161437

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mbase	31.50	Kn
Mu	53.24	kN
b	1 m	
h	0.50 m	

d	0.50 m
d	0.45 m
fc	211 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
p Disaño	0.0007
p Minima	0.0015
As	8.10 cm ²
Barras No	2
Cent	5
S	0.20 m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Mase	25.75	Kn m
Mu	20.75	kN/m
b	1	m
h	0.50	m

d	0.50 m
d	0.45 m
fc	211 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
p Diseño	0.0004
p Mínima	0.0018
As	8.10 cm ²
Barra No	3
Cant	5
S	0.20 m

	CASO 1	CASO 2	Vadego	d	w	As mín	As diseño	Barra No	Separación	separación A	separación B
(m)	1.25	1.50	1.88	2.50	1.25	1.50	1.88	2.50	0.25	0.25	0.25
Vu(kN)	15.17	21.36	25.59	45.81	11.01	17.89	22.02	45.81	0.25	0.25	0.25
Mu (KX-M)	9.05	12.77	17.99	27.41	4.72	8.14	12.82	26.75	0.25	0.25	0.25
Vu(kN/m)	0.400	0.425	0.450	0.500	0.350	0.375	0.400	0.450	0.25	0.25	0.25
Mu (KX-M)	43.83	67.04	71.36	101.80	0.350	0.375	0.400	0.450	0.25	0.25	0.25
OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

3.4 VOLADZO DE LA BASE

ema	80.22	kN/m ²
dmi	26.24	kN/m ²
a-b	63.17	kN/m ²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vase	35.82	kN/m
Vu	60.83	kN/m
w	121.06	kN/m
qVc	574.18	kN/m

ARMADURA DE RETRACCION

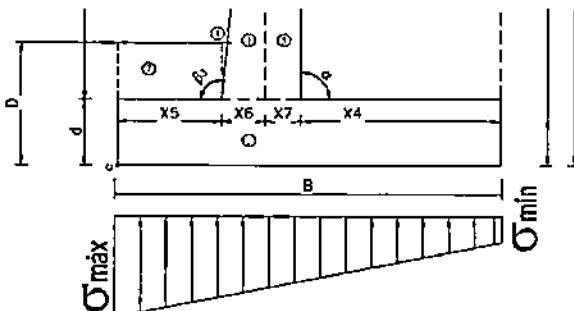
p Mínima	0.0018
As	8.10 cm ²
As mín	1.56 cm ²
As diseño	4.05 cm ²
Barra No	4
Carat	4
S	0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mase	11.20	Kn m
Mu	19.02	kN-m
b	1 m	
h	0.50 m	

σ	0.050 m
d	0.45 m
fc	211 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
p Diseño	0.0002
p Muñma	0.0018
As	8.10 cm ²
Barra No	5
Cant	5
s	0.20 m



3.6 VOLADIZO DEL TALON

q _{max}	80.22	kN/m ²
q _{min}	26.24	kN/m ²
q _{c-e}	49.97	kN/m ²

CORTANTE

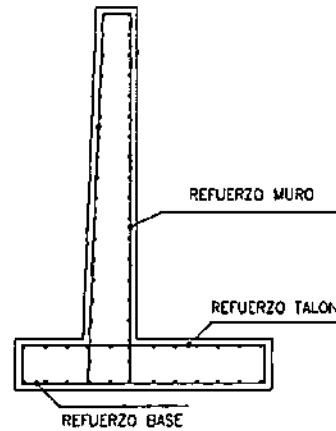
HIPOTESIS DE CARGA 1		(-) Hacia Abajo
V _{ce}	-28.32	kN/m
V _u	-47.85	kN/m
v _u	95.71	kN/m ²
q _{Vc}	574.18	kN/m ²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ _{Mínima}	0.0018
A _s	8.10 cm ²
A _{s_{min}}	2.6 cm ²
A _{s_{diseño}}	4.05 cm ²
Barra No	4
Car _l	4
S	0.25 m
Refuerzo = 1 No. 4 c/0.25 m	

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1	
M _{ce}	12.54 kN-m
M _u	21.19 kN-m
b	1 m
h	0.50 m
d'	0.050 m
d	0.45 m > 0.08
f _c	211 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
ρ _{Diseño}	0.0003
ρ _{Mínima}	0.0018
A _s	8.10 cm ²
Barra No	4
Car _l	5
S	0.20 m
Refuerzo = 1 No. 5 c/0.2 m	



3.6 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1		(-) Hacia Abajo
V _{ce}	6.75	kN/m
V _u	14.78	kN/m
v _u	111.29	kN/m ²
q _{Vc}	574.18	kN/m ²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ _{Mínima}	0.0018
A _s	7.74 cm ²
A _{s_{min}}	2.6 cm ²
A _{s_{diseño}}	3.87 cm ²
Barra No	5
Car _l	4
S	0.25 m
Refuerzo = 1 No. 5 c/0.25 m	

FLEXION

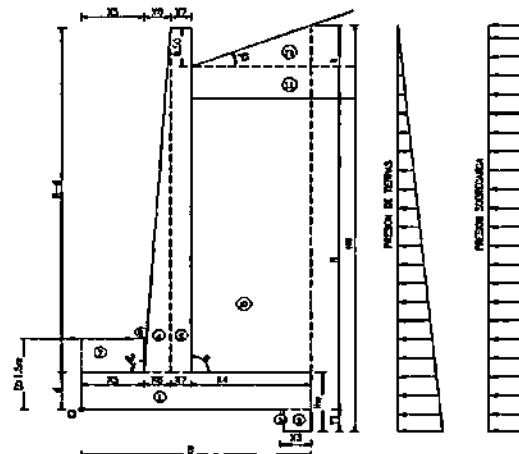
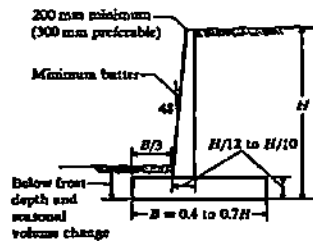
HIPOTESIS DE CARGA 1	
M _{ce}	4.69 kN-m
M _u	7.82 kN-m
b	1 m
h	0.50 m
d'	0.070 m
d	0.43 m > 0.05
f _c	211 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
ρ _{Diseño}	0.0001
ρ _{Mínima}	0.0018
A _s	7.74 cm ²
Barra No	5
Car _l	7
S	0.14 m
Refuerzo = 1 No. 5 c/0.14 m	

MURO $H_{LIBRE} = 3.5$ metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

Caso 1: Análisis drenado
RELLENO SELECCIONADO

BUELO	radiantes	RELLENO	Radiantes	MURO	Radiantes
$C (t/m^3)$	1.111×10^{-3}			0.58	
ϕ	30.0°	0.524	30.0°	0.524	17.50
β_1	0.000	0.000	$\gamma (t/m^3)$	2.00	0.305
β_2	0.000	0.000	α	90.0°	1.571
Ángulo 45°	45	0.785	Ángulo radiante (rad)	1.20	1.637
$\gamma (t/m^3)$	1.80	2.00	Sobrecarga	1.20	0.00
Ángulo 180°	3.142		$\delta (+)$: se considera el residual: fricción suelo - suelo		
Combinación ángulos	serio	Serio	FACTORES DE SEGURIDAD		
$\alpha + \phi$	2.094	0.8680	ESTÁTICOS	DINÁMICOS	
$\alpha + \delta$	1.285	0.9337	Volcan.	2.74	2.16
$\phi + \delta$	0.528	0.7373	Desliz.	2.40	1.93
$\phi + \beta_1$	0.524	0.5000	Cap. Port.	1.63	0.60
$\alpha + \beta_1$	1.571	1.0000	$\phi < \beta_1$	0.23	0.23
α	1.571	1.0000	B/S B/S	0.33	0.60
$180 - \alpha$	1.571				
$180 - \beta_1$	1.504				
$\alpha + \delta$	1.047	0.8580	Estructura de pavimento:		
$\alpha + \delta$	1.876	0.9537	R_{adm}	6.00	m
$\phi + \beta_1$	0.524	0.5000	T_{adm}	2.25	t/m^2
$\alpha + \beta_1$	1.571	1.0000	q_{adm}	1.20	t/m^2
			hacienda	0.6	m

DIMENSIONES	OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO
L (Sección)	0.00
H	3.50
Y1	0.30
Y2	0.00
D	1.50
h	0.00
d	0.50
HR	3.60
X1	0.70
X2	0.00
X3	0.50
X4	0.80
X5	0.70
X6	0.20
X7	0.50
X8	0.00
X9	0.80
X10	0.07
U	2.00
Hu	0.50



1. ANALISIS ESTÁTICO

$K_a = 0.269$
 $K_p = 3.000$

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

$P_a = 2.69$ tm $P_{sobrecarga} = 1.26$ tm

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

$Y_a = 1.17$ m $Y_{sobrecarga} = 1.50$ m

1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

Figura	DIMENSIONES	AREA	MATERIAL	PESO	BRAZO	Momento
	B (m)	H (m)	m ²	tm ³	tm	tm ²
1	2.00	0.50	1.00	2.4	2.40	2.40
2	0.00	0.30	0.00	2.4	0.00	0.00
3	0.50	0.30	0.15	2.4	0.36	0.83
4	0.20	3.00	0.60	2.4	0.72	0.80
5	0.30	3.00	0.90	2.4	2.16	2.27
6	0.00	3.00	0.00	2.4	0.00	0.00
7	0.70	1.00	0.70	2.0	1.40	0.49
8	0.07	1.00	0.07	2.0	0.07	0.05
9	0.00	3.00	0.00	2.0	0.00	0.00
10	0.60	3.00	2.40	2.0	4.80	7.68
11	0.60	0.00	0.00	2.0	0.00	0.00
12	0.60	0.00	0.00	2.0	0.00	0.00
Suma				11.9	subtotal	14.1
P_a				0.00	2.00	0.00
P_{pm}				8.75		

NO PASA

P_a	2.69	1.167	3.14
P_{pm}	0.13	0.17	0.02
P_{pasado}	1.20	1.50	1.60

Se considera la presencia de agua por debajo del filo
Incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.85	considerando P_a y rellenos pasivos
F.S. No =	2.85	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	2.74	sin P_a y sin rellenos pasivos

3.5
1.4
2.45

Total

11.61 **14.12**

Nota: P_{pas} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C-B	0.00	t/m
Resist. Fricción:	W/9.50	5.25	t/m
Presión pasiva	P_{pas}	8.75	t/m
	Total	14.00	t/m

$C_{corte} = 0.50'$

P_{act}	2.69	t/m
P_{pas}	0.13	t/m
$P_{pasiva} =$	1.20	t/m

F.S. No:	3.49	considerando el empuje pasivo
F.S. No:	1.31	sin considerar el empuje pasivo
F.S. No:	2.40	considerando K_a (F.S. = 2)

1.5 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Muro:	9.159	t/m
X centro:	0.77	m
W:	0.23	m
B/B:	0.33	m

Medidos desde el punto O

OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{adm} = 20.0$ t/m²

Presiones aplicadas al suelo:

$q_{mu} = 13.10$ t/m²
 $q_{pm} = 2.38$ t/m²

F.S. =	1.53
F.S. =	1.53

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO		radianes	RELLENO		Radianes	MURO		Radianes	K_a	K_p
C (t/m ²)	0.0									
ϕ	30	0.524		30.00	0.524		17.50	0.305		
β	0.0	0.000	γ (t/m ³)	2.00			0.197	0.003	1.1	0.175
Angulo 45°	45	0.785	Altura (m)	3.00			99.000	1.571		0.1225
			Ancho muro (m)	2.00						

Combinación de ángulos	seno	Seno ²	Coseno	Coseno ²
$\phi + \alpha + \beta =$	2.035	0.464	0.747	0.553
$\phi =$	0.157	0.025	0.988	0.976
$\alpha = \phi - \beta =$	1.252	0.953	0.504	0.254
$\phi + \beta =$	0.829	0.737		
$\phi - \beta =$	0.520	0.457		
$\beta + \alpha =$	1.571	1.000		
$\alpha =$	1.571	1.000	0.000	0.000

$K_{mu} = 0.305$

2.1 EMPUJE DINAMICO

$P_{dyn} = 0.02$ t/m Fuerza sismica del peso propio

$P_{act} = 0.04$ t/m

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 2.03 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_1	14.12
M_2	13.58

Considerando referencias pasivos
un P_{pas} y un referencias pasivos que estabilizan

	W (t/m)	Brazo (m)	Momento (t/m)
$P_{act} mu$	2.69	1.17	3.14
$P_{act} total$	0.04	2.33	0.10
P_{pas}	0.13	0.17	0.02
$P_{pasiva} =$	0.00	1.50	0.00
$P_{pasiva} act =$	0.00	2.53	0.00
Total	2.85		3.26

Momentos Inerciales

Pesos	W (t/m)	Brazo (m)	Momento (t/m)
1	0.42	1.00	0.42
2	0.09	0.70	0.06
3	0.08	1.75	0.11
4	0.13	0.63	0.11
5	0.39	1.05	0.40
6	0.09	1.20	0.09
7	0.25	0.35	0.09
8	0.01	0.72	0.01
9	0.09	1.20	0.09
10	0.64	1.60	0.00
11	0.00	1.60	0.00
12	0.00	1.73	0.00
Suma	2.03	subtotal	1.13
P_{pas}	0.00	2.00	0.00
P_{pm}	0.75		
Total	2.08		1.13

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico
por diferencia en el período de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; solo se considera estructura de pavimento

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\delta=0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinámico	3.22	considerando referencias pasivos
F.S. No. Dinámico	3.16	sin referencias pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C-B	0.00	um
Resist. Fricción:	W/(tan(φ))	5.25	um
Presión pasiva	P _{pas}	2.67	um
	Total	14.00	um

P _{pas}	2.69
P _{pas}	0.04
P _{pas}	0.13
P _{pas}	0.00
P _{pas}	0.00
Total	2.69

Fuerza total (prestatizadora de empuje de tierras)

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (t/m)
1	0.42
2	0.00
3	0.06
4	0.13
5	0.38
6	0.00
7	0.25
8	0.01
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	1.24

Fuerza inercial total

F.S. No:	3.41	considerando el peso
F.S. No:	1.28	sin considerar el peso
F.S. No:	1.93	considerando K _u (F.S.=2)

Se considera peso solo por debajo del punto O, debido a la arcedn del suelo

Fsp=

2.4 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{centr}	0.19	t.m/m
X _{centr}	0.77	m
e	0.23	m
B	2.00	m
B/4	0.50	m

Medidos desde el punto O

OK está dentro de la base

a<B	OK está dentro de la base
a>B	No está dentro de la base

2.6 CAPACIDAD PORTANTE

q _{un}	0.0	um ²
q _{adm}	20.0	um ²

Presiones aplicadas al suelo:

q _{adm}	11.32	um ²
q _{adm}	2.12	um ²

F.S.	0.00
F.S.	0.00

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Grupo(N) = \gamma[\beta_D D + \beta_L(L+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WT} WL + \beta_L LF + \beta_R(R+S+T) + \beta_{EQ} EQ]$$

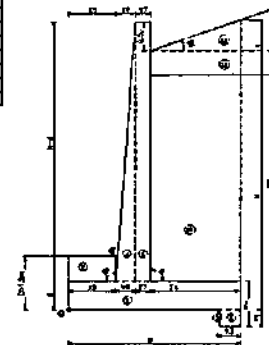
TABLA A 3.12-1
Tabla de condiciones

GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Y	FACTOR B	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ
I	1.30	D	1.67	1	Re	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.30	Re	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.30	Re	0	1	Re	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	Re	0	0	Re	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	Re	1	1	Re	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.30	Re	1	1	Re	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	Re	0	0	Re	1	1	0	0	0	1	0
VI	1.25	Re	1	1	Re	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.00	Re	0	0	Re	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.30	Re	1	1	Re	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.20	Re	0	0	Re	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.67	0	Re	0	0	0	0	0	0	0

COMBINACIONES DE CARGA

Re	=	1.0	C	D	E	EQ
Re	=	1.3	C	D	E	EQ
Hipotesis(1)	=	2.37	1.36	1.45	0.06	
Hipotesis(2)	=	0.90	1.04	1.05	1.00	

- Y Factor de carga
- B Coeficiente de carga
- D Carga muerta
- L Carga viva
- I Impacto
- CF Fuerza centrifuga
- E Empuje de tierras
- B Rotación
- SF Presión por frot de la carretera
- W Viento
- WL Viento sobre carga viva
- LF R+S+T
- EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro	(H-d)	3.00 m
Zapata aisladora	(X1)	0.70 m
Zapata basara	(X8)	0.80 m
Altura de la zapata	d	0.50 m
Base muro	(B)	2.00 m
Ancho superior vado	(X7)	0.30 m
Vestigio inferior	(X8+X7+X8)	0.50 m
Altura del diente	(Y1)	0.30 m

DATOS DE DISEÑO
f_{cc} = 21.1 Mpa
f_{yk} = 428 Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO
R_a = 1.6 cm

3.3 REFUERZO MURO

CONDICIÓN ESTÁTICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P _{te}	=	26.37	kN/m
E _{total}	=	38.68	kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

P _{sobrecarga}	=	12.31	kN/m
-------------------------	---	-------	------

CONDICIÓN DINÁMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

P _{ad}	=	0.43	kN/m
E _{total}	=	39.11	kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V _{max}	=	38.68	kN/m
V _u	=	65.37	kN/m
v _u	=	130.74	kN/m
q _{vc}	=	574.18	kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

V _{max}	=	39.11	kN/m
V _u	=	39.11	kN/m
v _u	=	78.22	kN/m
q _{vc}	=	574.18	kN/m

FLEXIÓN

HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{max}	49.23	Kn m
M _u	83.20	kNm
b	1 m	
h	0.50 m	

HIPOTESIS DE CARGA 2

M _{max}	43.06	Kn.m
M _u	43.06	KN/m
b	1	m
h	0.50	m

ARMADURA CARA EXPUESTA

p _{Minima}	=	0.0018
A _s	=	0.00 cm ²
A _{s min}	=	2.8 cm ²
A _{s diseño}	=	4.50 cm ²
Barra No	=	5
Cant	=	4
S	=	0.25 m

CADA CARA

p_{Máxima} 0.0161437

HIPOTESIS DE CARGA 1

p _{Diseño}	=	0.0011
p _{Minima}	=	0.0018
A _s	=	8.10 cm ²
Barra No	=	16
Cant	=	5
S	=	0.20 m

HIPOTESIS DE CARGA 2

p _{Diseño}	=	0.0008
p _{Minima}	=	0.0018
A _s	=	8.10 cm ²
Barra No	=	16
Cant	=	5
S	=	0.20 m

	CASO 1	CASO 2	Vestigio	d	v _u	A _{teor}	A _{teor, min}	Barra No.	Separación	separación A	separación B
y(m)	Vu(KN)	Mu(MK.M)	Vu(KN)	Mu(MK.M)	(m)	(m)	KN/m	cm ² /ml	cm ² /ml	m	m
1.50	29.06	16.34	11.99	7.35	0.400	0.350	57.37	OK	8.30	1.24	0.25
1.88	28.55	77.02	17.09	12.83	0.425	0.375	78.14	OK	6.75	1.92	0.25
2.25	38.44	41.37	22.89	20.39	0.450	0.400	96.11	OK	7.20	2.78	0.25
3.00	62.40	83.20	37.35	43.06	0.500	0.450	138.69	OK	8.10	4.66	0.20

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

σ _{max}	=	66.73	kN/m ²
σ _{min}	=	17.95	kN/m ²
σ _{a-b}	=	70.40	kN/m ²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V _u	=	50.82	kN/m
V _u	=	85.88	kN/m
v _u	=	171.76	kN/m
q _{vc}	=	574.15	kN/m

ARMADURA DE RETRACCIÓN

p _{Minima}	=	0.0018
A _s	=	8.10 cm ²
A _{s min}	=	1.82 cm ²
A _{s diseño}	=	4.05 cm ²
Barra No	=	5
Cant	=	4
S	=	0.25 m

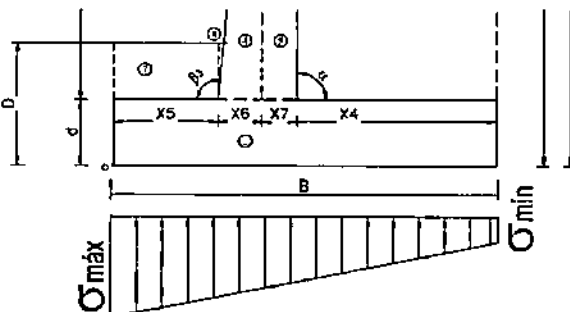
FLEXIÓN

HIPOTESIS DE CARGA 1

M _u	16.84	kN.m
M _u	32.01	kN.m
b	1 m	
h	0.50 m	

HIPOTESIS DE CARGA 2

p _{Diseño}	=	0.0004
p _{Minima}	=	0.0018
A _s	=	8.10 cm ²
Barra No	=	16
Cant	=	5
S	=	0.20 m



3.5 VOLADIZO DEL TALÓN

q _{max}	88.73	kN/m ²
q _{min}	17.95	kN/m ²
q _{c-a}	50.28	kN/m ²

CORTANTE

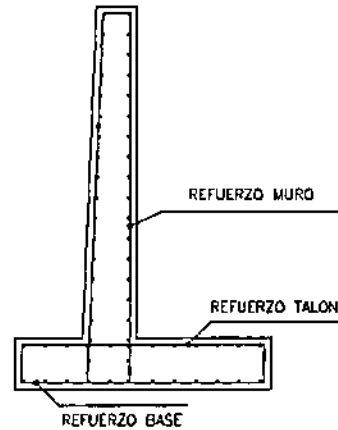
HIPOTESIS DE CARGA 1		
V _{se}	-38.85	kN/m
V _u	-45.83	kN/m
v _u	131.68	kN/m ²
q _{vc}	574.18	kN/m ²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ _{Mínima}	0.0018
A _s	8.10 cm ²
A _{s_{mín}}	2.8 cm ²
A _{s_{diseño}}	4.05 cm ²
Barra No	4
Cant	4
S	0.25 m
Refuerzo	1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1		
M _{se}	17.30	Kn.m
M _u	29.24	KN-m
b	1 m	
h	0.50 m	
d'	0.050 m	
d	0.43 m	> 0.09
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
ρ _{Diseño}	0.0004	
ρ _{Mínima}	0.0018	
A _s	8.10	cm ²
Barra No	4	
Cant	5	
S	0.20 m	
Refuerzo	1 No 5 c/0.2 m	



3.5 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1		
V _{se}	6.75	kN/m
V _u	14.78	kN/m
v _u	153.09	kN/m ²
q _{vc}	574.18	kN/m ²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ _{Mínima}	0.0018
A _s	7.74 cm ²
A _{s_{mín}}	2.8 cm ²
A _{s_{diseño}}	3.87 cm ²
Barra No	4
Cant	4
S	0.25 m
Refuerzo	1 No 4 c/0.25 m

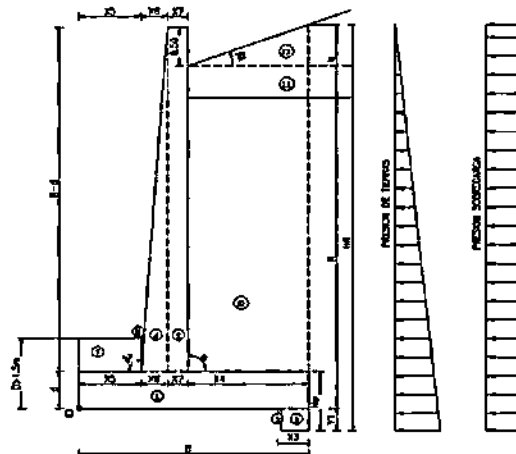
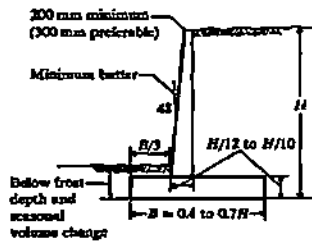
FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1		
M _{se}	4.89	kN.m
M _u	7.92	kN.m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.070	m
d	0.43	m
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
ρ _{Diseño}	0.0001	
ρ _{Mínima}	0.0018	
A _s	7.74	cm ²
Barra No	4	
Cant	7	
S	0.14	m
Refuerzo	1 No 4 c/0.14 m	

MURO $H_{LIBRE} = 4.0$ metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

Caso 1: Análisis drenado
RELLENO SELECCIONADO

SUELO	radiantes	RELLENO	radiantes	MURO	radiantes
C (t/m ²)	relativo 0.40			0.58	
ϕ	30.0	0.924	30.0	8.0	17.50
E_p (t/m ²)	0.000	γ (t/m ³)	2.30	α	0.90
E_s (t/m ²)	0.000			β_1	1.571
Ángulo 45°	45	Ángulo refuerzo (m)	3.50	Sobrecarga	1.20 t/m ² (N/A + peso pavimento)
γ (t/m ³)	2.30	Ángulo muro (t/m ³)	2.30	δ (+): se considera el δ resultante de la acción suelo - agua	
Ángulo 100°	3.142				
Combinación ángulos	seno	seno	tan	FACTORES DE SEGURIDAD	
$\alpha + \phi$	2.094	0.6980	0.7500	ESTÁTICOS	DINÁMICOS
$\alpha - \delta$	1.265	0.6437		Volcam.	2.63
$\phi + \delta$	0.629	0.7373		Desliz.	2.53
$\phi - \beta_1$	0.524	0.5000		Cap. Port.	1.83
$\alpha + \beta_1$	1.571	1.0000		$\alpha + \delta$	0.25
α	1.571	1.0000	1.0000	B/S B/A	0.58
$100 - \alpha$	1.571		0.000		
$100 - \beta_1$	1.515		17.880		
$\alpha - \delta$	1.047	0.6980	0.7500	Estructura de pavimento:	
$\alpha + \delta$	1.676	0.6537		h_{pav}	0.00 m
$\delta + \beta_1$	0.524	0.5000		T_{pav}	2.25 m
$\alpha + \beta_1$	1.571	1.0000		q_{pav}	1.20 t/m ²
				h_{acero}	0.08 m



3.5
1.4
2.45

1. ANALISIS ESTÁTICO

$$K_a = 0.299$$

$$K_p = 3.000$$

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

$$P_a = 3.68 \text{ t/m}$$

1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

$$P_{sobrecarga} = 1.44 \text{ t/m}$$

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

$$Y_a = 1.33 \text{ m}$$

$$Y_{sobrecarga} = 1.75 \text{ m}$$

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Figura	DIMENSIONES	W Concreto	MATERIAL	PESO	BRAZO	Momento
	B (m) H (m)	AREA m ²	t/m ³	t/m	m	t/m ²
1	2.30 0.50	1.15	2.4	2.78	1.15	3.17
2	0.00 0.30	0.00	2.4	0.00	1.00	0.00
3	0.50 0.30	0.15	2.4	0.36	2.05	0.74
4	0.20 3.50	0.35	2.4	0.84	1.15	0.95
5	0.20 3.50	1.05	2.4	2.52	1.35	3.40
6	0.00 3.50	0.00	2.4	0.00	1.50	0.00
7	1.00 1.00	1.00	2.0	2.00	0.50	1.00
8	0.00 1.00	0.03	2.0	0.06	1.02	0.06
9	0.00 3.50	0.00	2.0	0.00	1.50	0.00
10	0.60 3.50	2.60	2.0	5.20	1.60	10.64
11	0.80 0.02	0.00	2.0	0.00	1.80	0.00
12	0.60 0.02	0.00	2.0	0.00	7.03	0.00
Suma				14.4	sublesta	20.0
P_a				0.00	2.30	0.00
P_p				0.75		

Mo punto a

P_a	3.05	1.333	4.38
P_p	0.13	0.17	0.02
$P_{sobrecarga}$	1.37	1.75	2.40

Se considera la presencia de agua por debajo del filtro
Incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.73	considerando P_a y rellenos pasivos
F.S. No =	2.73	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	2.63	en P_a y un relleno pasivo

Total

14.14 10.06

Nota: P_{pas} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C*B	0.00	tm
Resist. Fricción:	$W \cdot \tan \phi$	8.02	tm
Presión pasiva:	P_{pas}	8.75	tm
	Total	14.82	tm

$C_{resistencia} = 0.50^\circ$

P_{act}	3.68	tm
P_{pas}	0.13	tm
$P_{pasiva} =$	1.37	tm

F.S. Ns:	2.87	considerando el empuje pasivo
F.S. Ns:	1.18	sin considerar el empuje pasivo
F.S. Ns:	2.03	considerando $K_a/(F.S. \neq 2)$

1.5 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Mineto:	12.654	tm
X centr.:	0.30	m
Y:	0.25	m
E/S:	0.35	m

Medidos desde el punto O
OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{adm} = 20.0 \text{ tm}^2$

Presiones aplicadas al suelo:

q_{adm}	13.12	tm ²	F.S. = 1.52
q_{adm}	2.66	tm ²	F.S. = 1.62

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO		radiantes	RELLENO		Radiantes	MURO		Radiantes	B_v	K_v	K_h
C (tm ²)	0.0										
ϕ	30	0.524			30.00	0.524		17.50	0.305		
β	0.0	0.000	γ (tm ³)	2.00				0.187	0.003	0.175	0.1225
Angulo 45°	45	0.715	Altura (m)	3.50				0.030	1.571		
			Ancho muro (m)	2.30							

Combinación de ángulos	Seno	Coseno	Seno ²	Coseno ²
$\phi + \beta + \theta$	2.059	0.864	0.747	0.253
ϕ	0.197	0.981	0.039	0.961
$\beta - \theta - \phi$	1.262	0.953	0.304	
$\phi + \beta$	0.829	0.737		
$\phi - \beta - \theta$	0.520	0.497		
$\beta + \theta$	1.571	1.000	0.000	0.000
ϕ	1.571	1.000	0.000	0.000

$K_{sm} = 0.305$

2.1 EMPUJE DINAMICO

$F_{app} = 1.13 \text{ tm}$ Fuerza sismica del peso propio

$P_{adm} = 0.06 \text{ tm}$

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 2.87 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_0	19.98
M_1	18.91

Considerando rellenos pasivos
sin P_{pas} y sin rellenos pasivos que estabilizan

M_0

	W (tm)	Brzo (m)	Momento (tm/m)
P_{activa}	3.68	1.33	4.85
P_{pasiva}	0.06	2.87	0.16
P_{pas}	0.13	0.17	0.02
$P_{voladura}$	0.00	1.75	0.00
$P_{voladura}$	0.00	2.87	0.00
Total	4.88		5.03

Momentos Inerciales

Pesos	W (tm)	Brzo (m)	Momento (tm/m)
1	0.48	1.13	0.55
2	0.00	1.00	0.00
3	0.06	2.05	0.13
4	0.15	1.13	0.17
5	0.44	1.13	0.60
6	0.00	1.50	0.00
7	0.35	0.50	0.18
8	0.01	1.02	0.01
9	0.00	1.50	0.00
10	0.05	1.99	0.00
11	0.00	1.90	0.00
12	0.00	2.03	0.00
Suma	2.47	subtotal	1.63
P_{act}	0.00	2.30	0.00
P_{pas}	0.75		
Total	2.47		1.63

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico por diferencia en el periodo de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; solo se considera estructura de pavimento

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\delta=0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinámico	2.95	considerando rellenos pasivos
F.S. No. Dinámico	2.90	sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C'B	0.00	Umf
Resist. Fricción:	W'(tan(δ))	6.07	Umf
Presión pasiva	P _{pas}	2.67	Umf
	Total	14.82	Umf

P _{act}	3.65
P _{pas}	0.06
P _{pas}	0.13
P _{pasiva}	0.00
P _{pasiva}	0.00
Total	3.83

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas inerciales

Pesos	W (Umf)
1	0.48
2	0.00
3	0.06
4	0.15
5	0.44
6	0.00
7	0.35
8	0.01
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	1.49

Fuerza inercial total

F_{app}

F.S. No:	2.77	} considerando el peso en considerar el pasivo considerando K ₁ /F.S. = 2)
F.S. No:	1.14	
F.S. No:	1.64	

Se considera pasivo solo por debajo del punto O, debido a la erosión del suelo

2.4 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{centr}	12.21	Umm
K _{centr}	0.85	m
e	0.29	m
O	2.30	m
B/4:	0.58	m

Medidos desde el punto O

OK está dentro de la base

e < B	OK está dentro de la base
e > B	No está dentro de la base

2.6 CAPACIDAD PORTANTE

q_{soportante} = 20.0 Um²

Presiones aplicadas al suelo:

q_{actu} = 12.20 Um²
q_{pas} = 1.78 Um²

F.S. =	1.83
F.S. =	1.83

3.5 VOLADIZO DEL TALON

cmat	100.18	kN/m ²
cmim	20.29	kN/m ²
cm-e	45.08	kN/m ²

CORTANTE

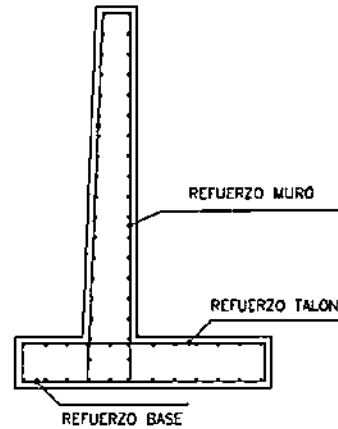
HIPOTESIS DE CARGA 1			(-) Hacia Abajo
V _{o-e}	-48.73	kN/m	
V _u	-78.98	kN/m	
v _u	157.95	kN/m ²	
v _{o-e}	574.18	kN/m ²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

p Mínima	0.0018
A _s	8.10 cm ²
A _s mín	2.6 cm ²
A _s diseño	4.03 cm ²
Barra No	4
Cant	4
S	0.25 m
Refuerzo: 1 No 4 c/0.25 m	

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1		
M _{o-e}	20.17	Kn.m
M _u	34.10	kN-m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
p Diseño	0.0004	
p Mínima	0.0018	
A _s	8.10	cm ²
Barra No	4	
Cant	5	
S	0.20	m
Refuerzo: 1 No 5 c/0.2 m		



3.6 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1			(-) Hacia Abajo
V _{e-e}	8.75	kN/m	
V _u	14.78	kN/m	
v _u	183.67	kN/m ²	
φV _c	574.18	kN/m ²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

p Mínima	0.0018
A _s	7.74 cm ²
A _s mín	2.6 cm ²
A _s diseño	3.87 cm ²
Barra No	4
Cant	4
S	0.25 m
Refuerzo: 1 No 4 c/0.25 m	

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1		
M _{o-e}	4.89	Kn.m
M _u	7.92	kN-m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.070	m
d	0.43	m
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
p Diseño	0.0001	
p Mínima	0.0018	
A _s	7.74	cm ²
Barra No	4	
Cant	7	
S	0.14	m
Refuerzo: 1 No 4 c/0.14 m		

MURO $H_{LIBRE} = 4.5$ metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

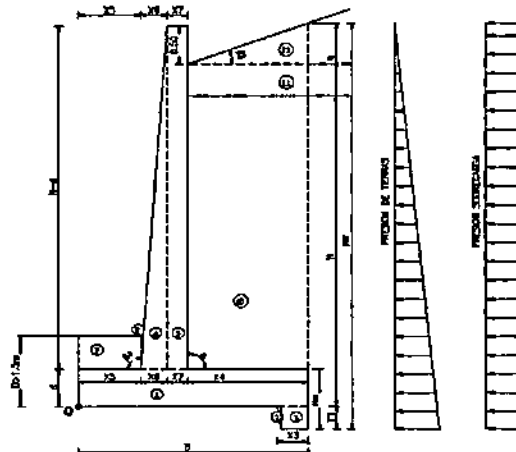
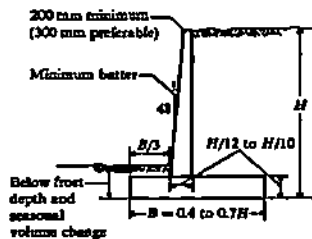
Caso 1: Análisis drenado
RELLENO SELECCIONADO

SUELO	radiantes	RELLENO	Radiantes	MURO	Radiantes
$C(N/m^2)$	0.0			0.55	
ϕ	30°			8°	
P_{sue}	0.0			0.0	
P_{sue}	0.0			0.0	
Angulo 45°	45				
$\gamma(N/m^3)$	1.80				
Angulo 45°	3.142				
Combinación ángulos					
$\alpha + \beta$	2.094	0.8560	0.7500		
$\alpha - \beta$	1.265	0.9537			
$\phi + \delta$	0.629	0.7373			
$\delta - \beta_1$	0.524	0.5000			
$\alpha + \beta_1$	1.571	1.0000			
α	1.571	1.0000			
$150 - \alpha$	1.571		0.000		
$110 - \beta_1$	1.522		20.440		
$\alpha - \beta$	1.047	0.8560	0.7500		
$\alpha + \delta$	1.876	0.9537			
$\delta + \beta_1$	0.524	0.5000			
$\alpha + \beta_1$	1.571	1.0000			

FACTORES DE SEGURIDAD		
	ESTATICOS	DINAMICOS
Volcan.	2.34	2.58
Desliz.	1.82	1.88
Cap. Port.	1.34	1.43
$\alpha < \beta_1$	0.31	0.38
B/S B/A	0.42	0.63

Estructura de pavimento:		
h_{pav}	0.00 m	m
T_{pav}	2.25 m	T/m²
q_{pav}	1.20	T/m²
Isobrea	0.0 m	m

DIMENSIONES		OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO	
L (Sección)	0.00 m	Volumen (m³/m)	3.06
H	4.50 m	Altura Libre	4.00
V1	0.40 m	Basa	2.60
V2	0.00 m	Talon	0.80
D	1.50 m	Vuelco	0.80
h	0.00 m	Pata	1.20
d	0.50 m	F.S. Estático	2.34
HR	4.80 m	Volcan.	2.34
X_1	1.20 m	Desliz.	1.82
X_2	0.00 m	Cap. Port.	1.34
X_3	0.50 m	$\alpha < \beta_1$	0.31
X_4	0.80 m	B/A	0.42
X_5	1.20 m	F.S. Dinámico	2.58
X_6	0.20 m	Volcan.	2.58
X_7	0.30 m	Desliz.	1.88
X_8	0.00 m	Cap. Port.	1.43
X_9	0.50 m	$\alpha < \beta_1$	0.38
X_{10}	0.05 m	B/A	0.63
B	2.50 m	Se requiere protección pasiva contra erosión en la pata del muro por quedar en el borde del talud	
H_0	0.50 m		



1. ANALISIS ESTATICO

$K_a = 0.298$
 $K_p = 3.000$

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

$P_a = 4.78$ tm

1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

$P_{sobrecarga} = 1.81$ tm

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

$Y_a = 1.50$ m $Y_{sobrecarga} = 2.00$ m

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Figura	DIMENSIONES	AREA	MATERIAL	PESO	BRAZO	Momento
	B (m)	H (m)	m²	t/m³	tm	tm/m
1	2.50	0.50	1.25	2.4	5.00	5.75
2	0.00	0.40	0.00	2.4	0.00	0.00
3	0.50	0.40	0.20	2.4	0.48	1.08
4	0.20	4.00	0.40	2.4	0.96	1.28
5	0.30	4.00	1.20	2.4	2.88	4.40
6	0.00	4.00	0.00	2.4	0.00	0.00
7	1.20	1.00	1.20	2.0	2.40	1.44
8	0.05	1.00	0.03	2.0	0.05	0.06
9	0.99	4.00	0.00	2.0	0.00	0.00
10	0.60	4.00	3.20	2.0	8.40	13.44
11	0.60	0.60	0.00	2.0	0.00	0.00
12	0.60	0.50	0.00	2.0	0.00	0.00
Suma					18.2	25.5
P_a					0.00	0.00
P_{sob}					9.75	0.00

Momentos

P_a	4.78	1.500	7.18
P_{sob}	0.13	0.17	0.02
P_{activo}	1.54	2.00	3.08

Se considera la presencia de agua por debajo del filtro.
Incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.48	considerando P_a y rellenos pasivos
F.S. No =	2.48	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	2.34	en P_a y sin rellenos pasivos

3.5
1.4
2.45

Total 10.97 25.51

Nota: P_{av} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C ⁰	0.00	tn/m
Resist. Fricción:	W _{0.50}	8.82	tn/m
Presión pasiva	P _{av}	0.75	tn/m
	Total	10.63	tn/m

$C_{sum} = 0.50'$

P _{act} :	4.78	tn/m
P _{av}	0.13	tn/m
P _{reserv} =	1.54	tn/m

F.S. No: 2.58 considerando el empuje pasivo
F.S. No: 1.07 en considerar el empuje pasivo
F.S. No: 1.82 considerando K_a (F.S. = 2)

1.5 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Momento:	12.238	l.mmm
B _{centr.} :	0.54	m
B _{av} :	0.31	m
B _{av} :	0.42	m

Medidas desde el punto O
OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

q_{adm} = 111.20 t/m²

Presiones aplicadas al suelo:

q_{act} = 14.81 t/m²
q_{pas} = 2.24 t/m²

F.S. = 1.34
F.S. = 1.34

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO	radiantes	RELLENO	Radiantes	MURO	Radiantes	α_h	K_h	K_v
C (N/m ²)	0.0							
ϕ	30	0.524	30.00	0.524	17.50	0.305		
ρ_s	0.0	0.000	2.00	0	0.197	0.003	0.175	0.1225
Ángulo 45°	45	0.785	Altura(m)	4.00	00.000	1.571		
		Ancho muro (m)	2.50					

Combinación de ángulos	seno	Seno ²	Coseno	Coseno ²
$\phi + \alpha + \theta =$	2.065	0.684	0.747	0.559
ϕ	0.197	0.196	0.999	0.998
$\alpha - \theta = 0$	1.262	0.553	0.304	
$\phi + \theta$	0.629	0.737		
$\phi - \theta$	0.529	0.497		
$\theta + \alpha$	1.571	1.800		
α	1.571	1.000	0.000	0.000

$K_{av} = 0.305$

2.1 EMPUJE DINAMICO

F_{avp} = 1.28 t/m Fuerza sismica del peso propio

P_{av} = 0.08 t/m

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 3.00 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M ₁	25.51	Considerando talenes pasivos
M ₂	24.61	en Pav y en talenes pasivos que estabilizan

M₀

	W (tn/m)	Brazo (m)	Momento (tn/m)
P _{av} total	4.78	1.50	7.18
P _{av} talen	0.08	3.00	0.23
P _{av}	0.13	0.17	0.02
P _{av} reserv	0.00	2.00	0.00
P _{av} reserv	0.00	3.27	0.00
Total	6.27		7.43

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico por diferencia en el periodo de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; solo se considera estructura de pavimento

Momentos Inerciales

Pasos	W (tn/m)	Brazo (m)	Momento (tn/m)
1	0.53	1.25	0.66
2	0.00	1.20	0.00
3	0.00	2.25	0.19
4	0.17	1.33	0.22
5	0.50	1.55	0.78
6	0.00	1.70	0.00
7	0.42	0.60	0.25
8	0.01	1.22	0.01
9	0.00	1.70	0.00
10	1.17	2.10	0.00
11	0.00	2.10	0.00
12	0.00	2.23	0.00
Suma	2.63	subtotal	2.11
P _{av}	0.00	2.50	0.00
P _{av}	0.75		

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\phi=0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinam = 2.67 considerando talenes pasivos
F.S. No. Dinam = 2.59 en talenes pasivos

Total	2.63	2.11
-------	------	------

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C/B	0.00	tnf
Resist. Fricción:	W(tnf/kl)	0.83	tnf
Presión pasiva	P _{pas}	3.87	tnf
	Total	19.83	tnf

P _{pas}	4.78
P _{activa}	0.06
P _{pas}	0.13
P _{activa}	0.00
P _{activa}	0.00
Total	4.99

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas Inerciales

Pesos	W(tnf)
1	0.53
2	0.00
3	0.08
4	0.17
5	0.50
6	0.00
7	0.42
8	0.01
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	1.71

Fuerza Inercial total

F_{app}=

F.S. N°:	2.48	considerando el peso
F.S. N°:	1.83	sin considerar el peso
F.S. N°:	1.68	considerando K _h (F _h = 2)

Se considera peso solo por debajo del punto O, debido a la erosión del suelo

2.4 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{act}	14.47	t.m/m
X _{centr.}	0.89	m
e	0.36	m
B	2.50	m
B/4	0.63	m

Medidos desde el punto O

OK está dentro de la base

a < B	OK está dentro de la base
a > B	No está dentro de la base

2.5 CAPACIDAD PORTANTE

q _{adm. suelo}	0.0	tn/m ²
q _{adm. ciment}	20.0	tn/m ²

Presiones aplicadas al suelo:

q _{actu}	13.97	tn/m ²
q _{pas}	1.11	tn/m ²

F.S. =	0.00
F.S. =	1.83

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Grupo(N) = \gamma [\beta_D D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_R E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{VL} VL + \beta_{LF} LF + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} EQ]$$

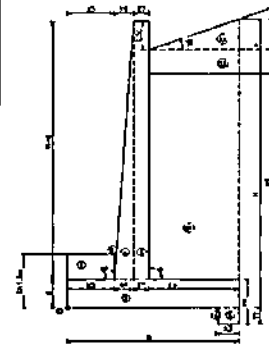
TABLA A.3.12.1
Tabla de coeficientes

GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	7	FACTOR										
I	1.30	D	1.41	CF	E	0	SF	W	VL	LF	R+S+T	EQ
IIA	1.30	D	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IIB	1.30	D	0	1	R	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	D	0	0	R	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	D	1	1	R	1	1	0.5	1	1	0	0
IV	1.30	D	1	1	R	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	D	0	0	R	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	D	0	1	R	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.00	D	0	0	R	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.30	D	1	1	R	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.20	D	0	0	R	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.67	0	R	0	0	0	0	0	0	0

COMBINACIONES DE CARGA

	1	2	3	4
D	1.0	1.0	1.0	1.0
R	0.6	0.6	0.6	0.6
SF	0.6	0.6	0.6	0.6
W	0.6	0.6	0.6	0.6
VL	0.6	0.6	0.6	0.6
LF	0.6	0.6	0.6	0.6
R+S+T	0.6	0.6	0.6	0.6
EQ	0.6	0.6	0.6	0.6

γ Factor de carga
D Carga muerta
R Carga muerta
L Carga viva
I Impacto
CF Fuerza con Faja
E Empuje de barras
B Fluido
SF Carga por faja de la carretera
W Viento
VL Viento sobre carga viva
LF Acomodación Retrasación Temp
EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro	(H-d)	4.00 m
Zarpa delantera	(X1)	1.20 m
Zarpa trasera	(X2)	0.80 m
Altura de la zarpa	d	0.50 m
Base muro	(B)	2.50 m
Ancho superior vial	(X3)	0.30 m
Vialidad inferior	(X3+X2)	0.50 m
Altura del diente	(Y1)	0.40 m

DATOS DE DISEÑO

f_{cd} = 21.1 Mpa

f_{yd} = 420 Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

R = 2.5 cm

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_{te} = 46.63 kN/m

Etotal = 52.71 kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

P_{te sobrecarga} = 15.82 kN/m

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

P_{te adic} = 0.77 kN/m

Etotal = 63.46 kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vmax	52.71 kN/m
Vu	105.58 kN/m
Vd	211.98 kN/m
Vc	574.18 kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Vmax	63.46 kN/m
Vu	126.95 kN/m
Vd	253.95 kN/m
Vc	674.18 kN/m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mmax	101.58 kN.m
Mu	172.34 kN.m
b	1 m
h	0.50 m
d'	0.050 m
d	0.45 m
f _{cd}	211 kg/cm ²
f _{yd}	4200 kg/cm ²

HIPOTESIS DE CARGA 2

Mmax	52.63 kN.m
Mu	82.69 kN.m
b	1 m
h	0.50 m
d'	0.050 m
d	0.45 m
f _{cd}	211 kg/cm ²
f _{yd}	4200 kg/cm ²

ARMADURA CARA EXPUESTA

p Minima	0.0018
As	9.00 cm ²
As min	2.8 cm ²
As diseño	4.50 cm ²
Barra No	4
Carat	4
S	0.25 m

CADA CARA

p Máxima = 0.0181437

p Diseño	0.0023
p Minima	0.0018
As	10.41 cm ²
Barra No	5
Carat	5
S	0.16 m

p Diseño	0.0012
p Minima	0.0018
As	8.10 cm ²
Barra No	4
Carat	4
S	0.20 m

	CASO 1	CASO 2	Vialidad	d	Vu	As	As	Barra No	Separación	separación A	separación B
Y(m)	Vu(kN)	Mu (NK.M)	Vu(kN)	Mu (NK.M)	(m)	(m)	cm ² /m	cm ² /m	m		
2.02	31.65	31.95	18.92	15.10	0.420	0.350	59.26	OK	6.30	2.39	0.32
2.52	45.81	53.74	27.41	28.75	0.425	0.375	122.18	OK	6.75	3.80	0.32
3.02	62.40	83.20	37.55	43.06	0.450	0.400	166.00	OK	7.20	3.69	0.32
4.00	103.01	172.34	61.72	62.69	0.500	0.450	278.91	OK	8.10	10.41	0.32

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

σ _{max}	110.19 kN/m ²
σ _{min}	16.58 kN/m ²
σ _{av}	63.26 kN/m ²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V _{av}	80.87 kN/m
V _u	161.77 kN/m
V _d	323.54 kN/m
V _c	808.87 kN/m

ARMADURA DE RETRACCION

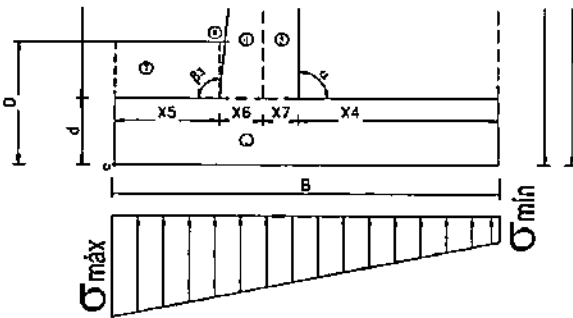
p Minima	0.0018
As	8.10 cm ²
As min	3.12 cm ²
As diseño	4.05 cm ²
Barra No	4
Carat	4
S	0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{av}	59.91 kN.m/m
M _u	101.23 kN.m/m
b	1 m
h	0.50 m
d'	0.050 m
d	0.45 m
f _{cd}	211 kg/cm ²
f _{yd}	4200 kg/cm ²

p Diseño	0.0013
p Minima	0.0018
As	6.10 cm ²
Barra No	5
Carat	5
S	0.20 m



3.5 VOLADIZO DEL TALON

cm _{max}	110.18	M/m ²
cm _{min}	18.56	M/m ²
σ _{c-e}	46.54	M/m ²

CORTANTE

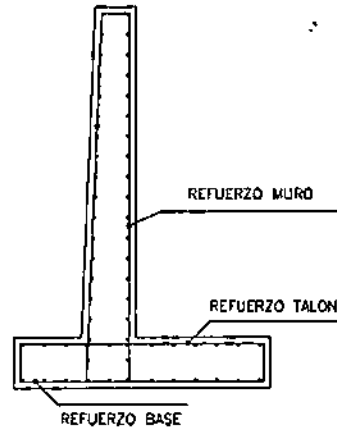
HIPOTESIS DE CARGA 1		
V _{c-e}	-55.67	kN/m
V _u	-95.77	kN/m
v _u	191.55	kN/m ²
v _{Ve}	574.18	kN/m ²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

p _{Mínima}	0.0018	
A _s	8.10	cm ²
A _{s_{min}}	2.6	cm ²
A _{s_{diseño}}	4.05	cm ²
Barra No	4	
Cent	4	
S	0.25	m
Refuerzo 1 No.4 c/0.25 m		

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1		
M _{c-e}	24.27	Kn m
M _u	41.01	kN-m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
p _{Diseño}	0.0005	
p _{Mínima}	0.0018	
A _s	8.10	cm ²
Barra No	4	
Cent	5	
S	0.20	m
Refuerzo 1 No.5 c/0.2 m		



3.5 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1		
V _{c-e}	9.75	kN/m
V _u	18.47	kN/m
v _u	222.73	kN/m ²
v _{Ve}	574.18	kN/m ²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

p _{Mínima}	0.0018	
A _s	7.74	cm ²
A _{s_{min}}	2.6	cm ²
A _{s_{diseño}}	3.87	cm ²
Barra No	4	
Cent	4	
S	0.25	m
Refuerzo 1 No.4 c/0.25 m		

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1		
M _{c-e}	0.88	Kn m
M _u	0.83	kN-m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.070	m
d	0.43	m
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
p _{Diseño}	0.0001	
p _{Mínima}	0.0018	
A _s	7.74	cm ²
Barra No	4	
Cent	7	
S	0.14	m
Refuerzo 1 No.4 c/0.14 m		

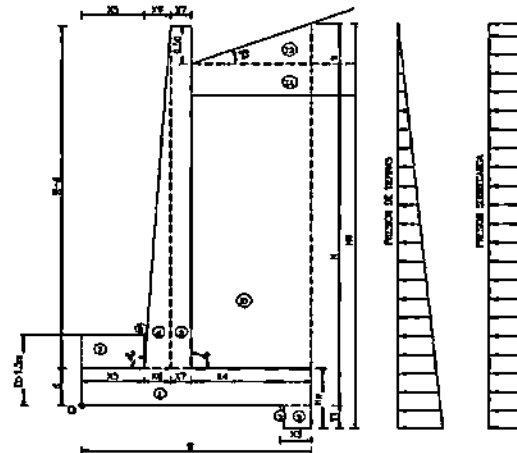
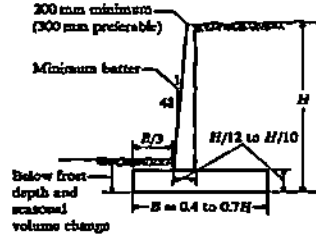
MURO $H_{LIBRE} = 5.0$ metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

Caso 1: Análisis drenado
RELLENO SELECCIONADO

SUELO	radianes	RELLENO	Radianes	MURO	Radianes
ϕ (°)	30.0	ϕ	30.0	ϕ (°)	17.50
β_1 (°)	0.000	γ (°/m ³)	2.00	α	1.571
β_2	0.000			β_2	1.516
Ángulo 45°	45	Altura máxima (m)	4.50	Sobrecarga	1.20
γ (°/m ³)	1.80	Ancho muro (m)	2.90		
Ángulo top	3.142				
Combinación Ángulos	seno	Senos	tan		
$\alpha + \beta$	2.094	0.8680	0.7500		
$\alpha - \beta$	1.265	0.6937			
$\frac{1}{2} \alpha + \beta$	0.629	0.7373			
$\frac{1}{2} \alpha - \beta$	0.524	0.5000			
$\alpha + \beta_1$	1.571	1.0000			
α	1.571	1.0000	1.0000		
$180 - \alpha$	1.571		0.000		
$180 - \beta_1$	1.525		22.022		
$\alpha - \beta$	1.047	0.8680	0.7500		
$\alpha + \beta$	1.878	0.8537			
$\frac{1}{2} \alpha + \beta$	0.924	0.5000			
$\alpha + \beta_1$	1.571	1.0000			

FACTORES DE SEGURIDAD	
ESTÁTICOS	DINÁMICOS
Volcan.	2.35
Desliz.	1.88
Cap. Port.	1.48
acSB	0.31
B/S B/S	0.48
	0.73

Estructura de pavimento:	
H_{pav}	11 0.00 m
H_{asf}	2.25 m
Q_{asf}	1.20
hachas	0.6 m



3.5
1.4
2.45

1. ANALISIS ESTÁTICO

$K_a = 0.298$
 $K_p = 3.000$

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

$P_h = 0.06$ t/m

1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

$P_{sobrecarga} = 1.78$ t/m

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

$V_1 = 1.57$ m $V_{pavimento} = 2.25$ m

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Figura	DIMENSIONES	ÁREA	MATERIAL	PESO	BRAZO	Momento
	B (m)	H (m)	m ²	t/m ³	m	t/m
1	2.90	0.30	1.45	2.4	3.48	5.05
2	0.00	0.30	0.00	2.4	0.00	0.00
3	0.50	0.50	0.25	2.4	0.50	1.59
4	0.20	4.50	0.45	2.4	1.08	1.87
5	0.30	4.50	1.35	2.4	3.24	6.32
6	0.00	4.50	0.00	2.4	0.00	0.00
7	1.80	1.00	1.80	2.0	3.20	2.56
8	0.04	1.00	0.02	2.0	0.04	0.07
9	0.00	4.50	0.00	2.0	0.00	0.00
10	0.80	4.50	3.60	2.0	7.20	18.00
11	0.80	0.00	0.00	2.0	0.00	0.00
12	0.80	0.00	0.00	2.0	0.00	0.00
Suma				18.8	Subtotal	35.5
P_h				0.00	2.90	0.00
P_p				10.80		0.00

Mo peso

P_h	0.06	1.687	10.08
P_p	0.13	0.17	0.02
$P_{sobrecarga}$	1.71	2.25	3.85

Se considera la presencia de agua por debajo del filo.
Incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.84	considerando P_h y rellenos pesados
F.S. No =	2.84	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	2.33	sin P_h y sin rellenos pasivos

TotM

18.84 35.46

Nota: P_{av} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	c^{PR}	0.00	t/m
Resist. Fricción:	$W \cdot \mu$	10.80	t/m
Presión pasiva	P_{pas}	10.80	t/m
	Total	10.80	t/m

$C_{sum} = 0.50'$

P_{av}	6.08	t/m
P_{av}	0.13	t/m
P_{pasiva}	1.71	t/m

F.S. No: 2.38 considerando el empuje pasivo
F.S. No: 0.69 sin considerar el empuje pasivo
F.S. No: 1.68 considerando K_a (F.S.=2)

1.5 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Muro:	21.495	t/m
Centr.:	1.14	m
Centr.:	0.33	m
Centr.:	0.48	m

Medidos desde el punto O

OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{adm} = 1,000,000 \text{ t/m}^2$

Presiones aplicadas al suelo:

q_{adm}	13.55	t/m ²
q_{adm}	2.97	t/m ²
F.S. =	1.48	
F.S. =	1.48	

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO	radiantes	RELLENO	radiantes	MURO	radiantes	K_a	K_p	K_c
C (t/m ²)	0.0							
ϕ	30	0.524	30.00	0.524	0	0.303		
β	0.0	0.000	2.00	0	0.197	0.003	0.173	0.1223
Ángulo 45°	45	0.785	4.50	0.785	1.571			
		Ancho muro (m)	2.80					

Combinación de ángulos	seno	Senó	Coseno	Coseno
$\phi + \alpha + \beta$	0.504	0.504	0.747	0.747
$\phi - \alpha - \beta$	0.197	0.197	0.981	0.981
$\alpha - \phi - \beta$	0.262	0.262	0.304	0.304
$\phi + \alpha$	0.829	0.737		
$\phi - \alpha - \beta$	0.520	0.487		
$\beta + \alpha$	1.571	1.000		
α	1.571	1.000	0.000	0.000

$K_a =$

0.303

2.1 EMPUJE DINAMICO

$F_{dp} = 1.47 \text{ t/m}$ Fuerza sismica del peso propio

$P_{dp} = 0.10 \text{ t/m}$

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 3.33 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_1	35.46	Considerando referencias pasivos
M_2	32.83	sin P_{av} y sin referencias pasivos que estabilizan

M_3

	W (t/m)	Brazo (m)	Momento (t/m ²)
P_{pasiva}	0.06	1.87	0.06
P_{pasiva}	0.10	3.33	0.33
P_{av}	0.13	0.17	0.02
P_{pasiva}	0.00	2.25	0.00
P_{pasiva}	0.00	3.87	0.00
Total	7.75		10.44

Momentos Inerciales

Pesos	W (t/m)	Brazo (m)	Momento (t/m ²)
1	0.61	1.45	0.66
2	0.00	1.65	0.00
3	0.11	2.65	0.28
4	0.19	1.73	0.33
5	0.57	1.95	1.11
6	0.00	2.10	0.00
7	0.58	0.80	0.45
8	0.01	1.61	0.01
9	0.00	2.10	0.00
10	1.26	2.50	0.92
11	0.00	2.50	0.00
12	0.00	2.63	0.00
Suma	3.30	subtotal	3.06
P_{av}	0.00	2.90	0.00
P_{pas}	6.75		
Total	3.30		3.06

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico por diferencia en el periodo de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; solo se considera estructura de pavimento

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\delta=0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinámico 2.63 considerando referencias pasivos
F.S. No. Dinámico 2.52 sin referencias pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corta:	C/B	0.00	Unf
Resist. Fricción:	W/B (unf/ft)	7.82	Unf
Presión pasiva	P _{pas}	4.73	Unf
	Total	15.82	Unf

P _{pas}	5.08
P _{pas} (unf/ft)	0.10
P _{pas}	0.13
P _{pas} (unf/ft)	0.00
P _{pas} (unf/ft)	0.00
Total	5.28

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas Inerciales

Peso	W (Unf)
1	0.81
2	0.00
3	0.11
4	0.19
5	0.57
6	0.00
7	0.58
8	0.01
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	2.04

Fuerza Inercial total

F_{pas}

F.B. N1:	2.24	considerando el pasivo
F.B. N2:	0.94	sin considerar el pasivo
F.B. N3:	1.81	considerando K ₁ /F.B. = 2

Se considera pasivo solo por debajo del punto C, debido a la erosión del suelo

2.4 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{pas}	10.33	Unf/ft
X _{centr.}	1.03	m
e	0.42	m
B	2.90	m
B/4	0.73	m

Medidos desde el punto O

OX está dentro de la base

e/B	OX está dentro de la base
e/B	No está dentro de la base

2.5 CAPACIDAD PORTANTE

Q _{desarrollo}	0.0	Unf
Q _{desarrollo}	20.0	Unf

Presiones aplicadas al suelo:

q _{pas}	14.29	Unf
q _{pas}	0.93	Unf

F.B. =	1.40
F.B. =	1.40

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Grupo(N) = \gamma[\beta_D D + \beta_L(L+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R(R+S+T) + \beta_{EQ} EQ]$$

TABLA A.3.12-1
Tabla de coeficientes

GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	γ	FACTOR	$L+I$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ
IA	1.30	β_D	1.67	1	β_L	1	1	0	0	0	0	0
IB	1.30	β_D	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
I	1.30	β_D	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	β_D	0	0	β_B	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	β_D	1	1	β_S	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.30	β_D	1	1	β_W	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	β_D	1	0	β_{WL}	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	β_D	1	1	β_L	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.00	β_D	0	0	β_R	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.50	β_D	1	1	β_T	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.20	β_D	0	0	β_{EQ}	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.67	0	β_V	0	0	0	0	0	0	0

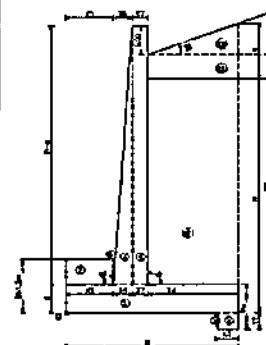
COMBINACIONES DE CARGA

β_D	=	1.0										
β_V	=	1.3										

Hipotesis(1) = $\beta_D D + \beta_L(L+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R(R+S+T) + \beta_{EQ} EQ$

Hipotesis(2) = $\beta_D D + \beta_L(L+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R(R+S+T) + \beta_{EQ} EQ$

γ Factor de carga
 β Coeficiente de carga
 D Carga muerta
 L Carga viva
 I Impacto
 CF Fuerza centrífuga
 E Empuje de tierras
 B Flotación
 SF Presión por faga de la dentadura
 W Viento
 WL Viento sobre carga viva
 LF R+S+T Acortamiento Intersección Temp
 EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro	(H+d)	4.50 m
Zanja delantera	(X1)	1.60 m
Zanja trasera	(X9)	0.60 m
Altura de la zanja	d	0.50 m
Base trazo	(B)	2.90 m
Ancho superior vestigio	(X7)	0.30 m
Vestigio inferior	(X6+X7+X8)	0.50 m
Altura del diente	(Y1)	0.50 m

DATOS DE DISEÑO

f_c = 21.1 Mpa
 f_y = 420 Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

R_c = 1.5 m

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_{e1}	59.54	kN/m
Etotal	79.62	kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

$P_{sobrecarga}$	17.56	kN/m
Etotal	77.89	kN/m

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

P_{e2}	0.97	kN/m
Etotal	77.89	kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V_{max}	76.62	kN/m
V_U	150.00	kN/m
v_u	260.00	kN/m
ϕV_c	574.16	kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

V_{max}	77.68	kN/m
V_U	77.68	kN/m
v_u	155.79	kN/m
ϕV_c	574.16	kN/m

ARMADURA PARA EXPUESTA

ρ Mínima	0.0013
A_s	9.00 cm ²
$A_{s\ min}$	2.5 cm ²
$A_{s\ diseño}$	4.50 cm ²
Barra No	4
Cant	4
S	0.25 m

CADA CARA

ρ Máxima 0.0161437

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{max}	138.46	Kn m
M _u	234.00	kN/m
b	1 m	
h	0.50 m	
d'	0.050 m	
d	0.45 m	
f _c	211 kg/cm ²	
f _y	4200 kg/cm ²	
ρ Diseño	0.0032	
ρ Mínima	0.0013	
A _s	14.29 cm ²	
Barra No	6	
Cant	6	
S	0.16 m	

HIPOTESIS DE CARGA 2

M _{max}	127.53	Kn.m
M _U	127.53	kN/m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
ρ Diseño	0.0017	
ρ Mínima	0.0018	
A _s	8.10	cm ²
Barra No	6	
Cant	3	
S	0.33	m

	CASO 1	CASO 2	Vestigio	d	v_u		$A_{s\ min}$	$A_{s\ requerida}$	Barra No.	Separación	separación A	separación B
$\gamma(m)$	$V_U(NK)$	$M_U(NK.M)$	$V_U(NK)$	$M_U(NK.M)$	(m)	(m)	kN/m	cm ² /m	cm ² /m	m		
2.25	35.44	41.37	22.99	20.59	0.450	0.350	109.63	OK	6.30	3.16	6	0.33
2.81	55.85	70.94	33.45	38.35	0.425	0.375	149.03	OK	6.75	5.09	6	0.33
3.38	78.47	111.72	45.79	58.81	0.450	0.450	191.17	OK	7.20	7.58	6	0.33
4.30	127.93	234.00	79.13	127.53	0.500	0.450	292.28	OK	8.10	14.29	6	0.16

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

σ_{max}	104.44	kN/m ²
σ_{min}	22.93	kN/m ²
σ_{a-b}	59.47	kN/m ²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V_{max}	111.62	kN/m
V_U	189.15	kN/m
v_u	378.29	kN/m ²
ϕV_c	574.16	kN/m ²

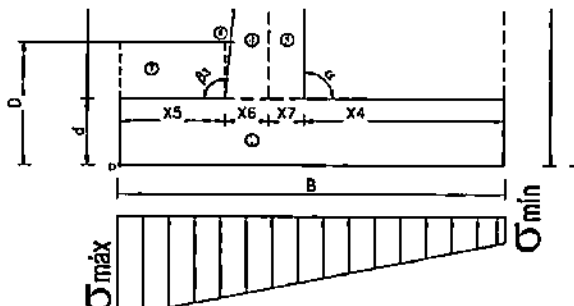
ARMADURA DE RETRACCION

ρ Mínima	0.0018
A_s	8.10 cm ²
$A_{s\ min}$	4.16 cm ²
$A_{s\ diseño}$	4.03 cm ²
Barra No	6
Cant	4
S	0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{max}	99.13	Kn.m
M _u	167.53	kN.m
b	1	m
h	0.50	m
d	0.050	m
d'	0.45	m
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
ρ Diseño	0.0022	
ρ Mínima	0.0018	
A _s	10.12	cm ²
Barra No	6	
Cant	6	
S	0.16	m



3.6 VOLADIZO DEL TALÓN

o max	104.44	kN/m ²
o min	22.83	kN/m ²
o c-o	45.41	kN/m ²

CORTANTE
HIPOTESIS DE CARGA 1

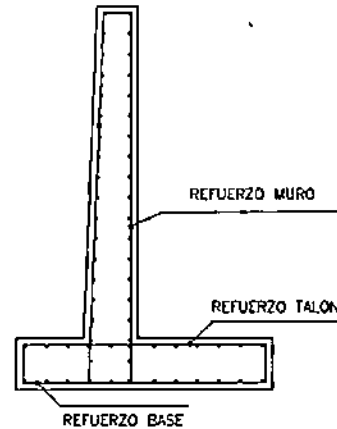
V _{o-e}	-62.43	kN/m	(-) Hacia Abajo
V _u	-105.50	kN/m	
v _u	211.00	N/m ²	
q _{Vo}	574.18	N/m ²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Minima	0.0018
A _s	8.10 cm ²
A _{s min}	2.8 cm ²
A _{s diseño}	4.05 cm ²
Barra No	4
Cant	4
S	0.25 m
Refuerzo: 1 No. 4 c/0.25 m	

FLEXIÓN
HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{o-e}	20.17	kN-m
M _u	44.23	kN-m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
ρ Diseño	0.0006	
ρ Mínima	0.0018	
A _s	8.10	cm ²
Barra No		
Cant	5	
S	0.20	m
Refuerzo: 1 No. 5 c/0.2 m		


3.8 CIENTE
CORTANTE
HIPOTESIS DE CARGA 1

V _{o-e}	10.80	kN/m	(-) Hacia Abajo
V _u	18.25	kN/m	
v _u	245.35	N/m ²	
q _{Vo}	574.18	N/m ²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Minima	0.0018
A _s	7.74 cm ²
A _{s min}	2.8 cm ²
A _{s diseño}	3.87 cm ²
Barra No	3
Cant	6
S	0.18 m
Refuerzo: 1 No. 3 c/0.18 m	

FLEXIÓN
HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{o-e}	7.24	Kn m
M _u	12.23	KN-m
b	1 m	
h	0.50 m	
d'	0.070 m	
d	0.43 m	> 0.00
f _c	211 kg/cm ²	
f _y	4200 kg/cm ²	
ρ Diseño	0.0002	
ρ Minima	0.0018	
A _s	7.74	cm ²
Barra No	4	
Cant	7	
S	0.14 m	
Refuerzo= 1 N ₅ 4 c/0.14 m		