



Universidad de San Carlos de Guatemala

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil

**ESTABILIZACIÓN DE TALUD POR MEDIO DE MURO DE RETENCIÓN
A BASE DE MAMPOSTERÍA CONFINADA, DISEÑO DE PAVIMENTO Y
MEJORAMIENTO DE TRAMO CARRETERO ANTIGUO QUE
CONDUCE DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN SACATEPÉQUEZ AL
MUNICIPIO DE SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ DEL DEPARTAMENTO
DE GUATEMALA**

Edgar Fernando Clara Recinos

Asesorado por el Ing. Oscar Argueta Hernández

Guatemala, octubre de 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



**ESTABILIZACIÓN DE TALUD POR MEDIO DE MURO DE RETENCIÓN A
BASE DE MAMPOSTERÍA CONFINADA, DISEÑO DE PAVIMENTO Y
MEJORAMIENTO DE TRAMO CARRETERO ANTIGUO QUE CONDUCE DEL
MUNICIPIO DE SAN JUAN SACATEPÉQUEZ AL MUNICIPIO DE SAN
PEDRO SACATEPÉQUEZ DEL DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO ANTE LA JUNTA DIRECTIVA
DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

EDGAR FERNANDO CLARA RECINOS

ASESORADO POR EL ING. OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I:	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II:	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III:	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV:	Br. José Milton De León Bran
SECRETARIA:	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR:	Ing. Claudio Castañón Contreras
EXAMINADOR:	Ing. Alfredo Beber Aceituno
EXAMINADOR:	Ing. Julio Corado Franco
SECRETARIA:	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**ESTABILIZACIÓN DE TALUD POR MEDIO DE MURO DE RETENCIÓN
A BASE DE MAMPOSTERÍA CONFINADA, DISEÑO DE PAVIMENTO Y
MEJORAMIENTO DE TRAMO CARRETERO ANTIGUO QUE
CONDUCE DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN SACATEPÉQUEZ AL
MUNICIPIO DE SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ DEL DEPARTAMENTO
DE GUATEMALA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 17 de julio de 2009.



EDGAR FERNANDO CLARA RECINOS



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 11 de septiembre de 2009.
Ref.EPS.DOC.1333.09.09.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Edgar Fernando Clara Recinos** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200511637**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“ESTABILIZACIÓN DE TALUD POR MEDIO DE MURO DE RETENCIÓN A BASE DE MAMPOSTERÍA CONFINADA, DISEÑO DE PAVIMENTO Y MEJORAMIENTO DE TRAMO CARRETERO ANTIGUO QUE CONDUCE DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN SACATEPÉQUEZ AL MUNICIPIO DE SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ DEL DEPARTAMENTO DE GUATEMALA”**.

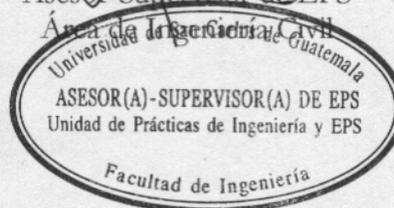
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Oscar Argueta Hernández
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
OAH/ra



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 11 de septiembre de 2009.
Ref.EPS.D.578.09.09

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

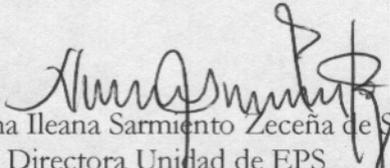
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"ESTABILIZACIÓN DE TALUD POR MEDIO DE MURO DE RETENCIÓN A BASE DE MAMPOSTERÍA CONFINADA, DISEÑO DE PAVIMENTO Y MEJORAMIENTO DE TRAMO CARRETERO ANTIGUO QUE CONDUCE DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN SACATEPÉQUEZ AL MUNICIPIO DE SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ DEL DEPARTAMENTO DE GUATEMALA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Edgar Fernando Clara Recinos**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ing. Oscar Argueta Hernández**.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor -Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





Guatemala,
23 de septiembre de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **ESTABILIZACIÓN DE TALUD POR MEDIO DE MURO DE RETENCIÓN A BASE DE MAMPOSTERÍA CONFINADA, DISEÑO DE PAVIMENTO Y MEJORAMIENTO DE TRAMO CARRETERO ANTIGUO QUE CONDUCE DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN SACATEPÉQUEZ AL MUNICIPIO DE SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ DEL DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Edgar Fernando Clara Recinos, quien contó con la asesoría del Ing. Oscar Argueta Hernández.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



Guatemala, 24 de septiembre de 2 009

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería

Señor Director:

Tengo el agrado de dirigirme a usted para informarle que he revisado el trabajo de graduación **“Estabilización de talud por medio de muro de retención a base de mampostería confinada, diseño de pavimento y mejoramiento de tramo carretero antiguo que conduce del Municipio de San Juan Sacatepèquez al Municipio de San Pedro Sacatepèquez del Departamento de Guatemala”**, realizado por el estudiante universitario **Edgar Fernando Clara Recinos**, quien contó con la asesoría del Ingeniero Oscar Argueta Hernández.

Considero que el trabajo realizado por el estudiante **Clara Recinos** cumple con los objetivos para los cuales fue planteado, por lo que recomiendo su aprobación.

Agradezco a usted la atención que se sirva prestar a la presente.

Atentamente,

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”



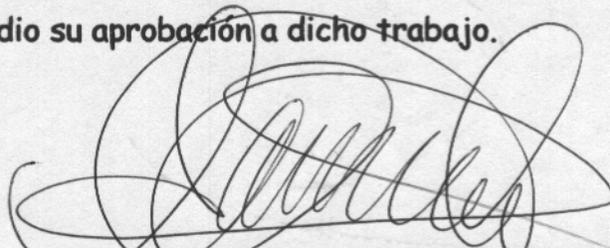
FACULTAD DE INGENIERIA
AREA DE MATERIALES Y
CONSTRUCCIONES CIVILES
USAC

Francisco Javier Quiñónez de la Cruz
Ing. Francisco Javier Quiñónez de la Cruz
Coordinador Área de Materiales y Construcciones Civiles

Cc archivo



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Oscar Argueta Hernández y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Edgar Fernando Clara Recinos, titulado ESTABILIZACIÓN DE TALUD POR MEDIO DE MURO DE RETENCIÓN A BASE DE MAMPOSTERÍA CONFINADA, DISEÑO DE PAVIMENTO Y MEJORAMIENTO DE TRAMO CARRETERO ANTIGUO QUE CONDUCE DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN SACATEPÉQUEZ AL MUNICIPIO DE SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ DEL DEPARTAMENTO DE GUATEMALA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Magter. Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, octubre 2009.

/bbdeb.

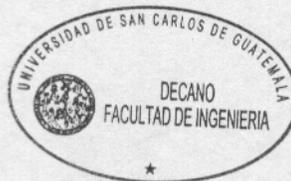


El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **ESTABILIZACIÓN DE TALUD POR MEDIO DE MURO DE RETENCIÓN A BASE DE MAMPOSTERÍA CONFINADA, DISEÑO DE PAVIMENTO Y MEJORAMIENTO DE TRAMO CARRETERO ANTIGUO QUE CONDUCE DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN SACATEPÉQUEZ AL MUNICIPIO DE SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ DEL DEPARTAMENTO DE GUATEMALA,** presentado por el estudiante universitario **Edgar Fernando Clara Recinos,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, octubre de 2009



/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

MI ABUELITA VICTORIA: NO HAY PALABRAS QUE EXPRESEN LO AGRADECIDO QUE ME SIENTO POR LOS SACRIFICIOS QUE HA HECHO PARA QUE LLEGUE ESTE DIA. LA AMO MUCHISIMO, GRACIAS POR TODO.

MI MADRE ROGEMILIA: GRACIAS POR SU APOYO, AMOR Y COMPRENSIÓN, POR TODO LO QUE HA HECHO DE MI; ESTE ÉXITO ES GRACIAS A USTED.

MI HERMANO: SOS MI MEJOR AMIGO, MI HERMANO QUERIDO. GRACIAS POR TU APOYO SIN CONDICION EN TODO MOMENTO PARA MI VIDA.

MIS TÍOS: CON ESPECIAL CARIÑO A MI TÍA ANAYTEE Y MI TÍO CESAR, SON UNA INSPIRACION PARA MI VIDA. GRACIAS POR TODO.

MI TÍO JOSE DOMINGO: GRACIAS POR TENERME PACIENCIA Y SER UN EJEMPLO DE ESFUERZO EN VIDA.

LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA:

CON ESPECIAL DEDICATORIA POR SER LA CASA DE ESTUDIOS QUE ME INSTRUYO Y ME HIZO SER LA PERSONA QUE SOY AHORA.

AGRADECIMIENTOS A:

- MI ABUELITA VICTORIA:** GRACIAS POR TODO LO QUE HE HECHO EN Y PARA MI VIDA. NUNCA PODRE PAGARLE, PERO HARE EL INTENTO. GRACIAS LA ADORO.
- MI MADRE ROGEMILIA:** MADRE, NO EXISTE MAYOR ALEGRIA Y JUBILO JUNTOS QUE VERLA CONTENTA Y ORGULLOSA. ESTE LOGRO ES MERAMENTE SUYO, GRACIAS POR APOYARME SIEMPRE.
- MI NOVIA:** DALITA IVETTE HERNÁNDEZ PÉREZ, GRACIAS POR TODO TU APOYO, COMPRENSIÓN, PACIENCIA Y CARIÑO. TE AMO.
- ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ:** POR TAN VALIOSA CONTRIBUCIÓN PARA LA REALIZACIÓN DE ESTE TRABAJO.
- ING. SILVIO RODRIGUEZ:** POR EL APOYO QUE ME BRINDÓ A LO LARGO DE LA EXPERIENCIA DE E.P.S.
- ING. OMAR MEDRANO:** POR TU APOYO, AYUDA Y AMISTAD.
- ING. MARIO CORZO:** SIEMPRE AGRADECERE SU ENSEÑANZA.
- ING. CARLOS ZECEÑA:** POR LOS BUENOS CIMIENTOS QUE HACEN DE ESTE DÍA UNA REALIDAD.
- ING. OSCAR MONTES:** UN EJEMPLO DE ÉXITO PROFESIONAL.
- LIC. AMAHAN SANCHEZ:** POR SU AMISTAD SINCERA.
- ARQ. RUDY SULA:** POR TU APOYO.
- FAVIO SANCHEZ:** POR LOS CONSEJOS ACERTADOS QUE ME BRINDÓ SIEMPRE.
- LA SECCIÓN DE SUELOS:** CON ESPECIAL GRATITUD A ROMULO MARROQUIN, MYNOR CASTILLO, ELIOS RODRIGUEZ, VICENTE FROG.

**LA FACULTAD DE INGENIERIA
LOS PROFESIONALES:**

GRACIAS TOTALES !!!!
ING. WALTER DARDON
ING. MARCUS MEYER
ARQ. WALTER VILLALTA
LIC. VIDAL ALBUREZ (D.E.P.)
ARQ. JAVIER GOMEZ
ING. LUIS ALFARO

GRACIAS POR CONFIAR Y CREER EN MI
PERSONA.

MIS AMIGOS:

BERNIE GIRON, LUSVIN GARCIA,
FERNANDA ALDANA, CLAUDIA ROSAS,
ESTUARDO MORALES, MARIO RAMOS,
EDER VEGA, ESTUARDO TOLEDO,
CARLOS CASTILLO, JUAN OROZCO, HUGO
GALVEZ, RICARDO DARDON, HENRY
CHACON, LUIS CAMEROS, CRISTOBAL
TUMAX, BYRON MIRANDA. CARLOS
LICKES, NERY RODRIGUEZ.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
GLOSARIO	XI
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
RESUMEN	XVII
OBJETIVOS	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Aspectos monográficos del municipio de San Juan Sacatepéquez

1.1.1. Datos generales	1
1.1.2. Etimología del municipio	2
1.1.3. Accidentes geográficos	2
1.1.4. Accidentes hidrográficos	4
1.1.5. Lugares de atracción turística	4
1.2. Características sociales	5
1.2.1. Educación	5
1.2.2. Cultura	5
1.2.3. Actividad económica	6
1.2.3.1. Agricultura	6
1.2.3.2. Transporte	6
1.2.3.3. Minería	7
1.2.3.4. Otros	7
1.2.4. Costumbres	7

1.2.4.1.	Pedidas de novia	7
1.2.4.2.	Matrimonios	8
1.2.4.3.	Poemas	8
1.3.	Diagnóstico sobre necesidades de servicio	9
1.3.1.	Descripción de las necesidades	9
1.3.2.	Justificación social	10
1.3.3.	Justificación económica	10
1.3.4.	Priorización de necesidades	10

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Estabilización de talud por medio de muro de retención diseñado a base de mampostería confinada

2.1.1.	Descripción del proyecto	11
2.1.2.	Estudio de la mecánica de suelos del lugar	13
2.1.2.1.	Ensayos para la clasificación del suelo	13
2.1.2.1.1.	Análisis de distribución granulométrica	14
2.1.2.1.2.	Límites de consistencia de Atterberg	15
2.1.2.1.3.	Clasificación del suelo	16
2.1.2.1.4.	Análisis de resultados	17
2.1.2.2.	Ensayos para desarrollo de la construcción de la estructura	17
2.1.2.3.	Ensayo para determinar la resistencia del suelo	19
2.1.2.3.1.	Ensayo de corte directo	20
2.1.2.4.	Análisis de resultados	24
2.1.3.	Estudio básico en estabilización de taludes	25
2.1.3.1.	Teoría básica de falla en un talud	26

2.1.3.2.	Métodos para la estabilización de un talud por medio de muros de retención	28
2.1.3.2.1.	Muro tipo gavión	28
2.1.3.2.2.	Muro hecho con piedra	29
2.1.3.2.3.	Muro hecho con llantas usadas	30
2.1.3.2.4.	Micro-pilotes (Soild Nailing)	32
2.1.3.2.5.	Muro de retención de mampostería confinada y concreto reforzado para cimiento	33
2.1.3.3.	Evaluación de licuación en suelo	34
2.1.4.	Normas y códigos aplicados para el diseño del muro	35
2.1.5.	Diseño de muro de retención	37
2.1.5.1.	Dimensionamiento del muro	41
2.1.5.2.	Aplicación de las teorías de la presión lateral de suelo al diseño	43
2.1.5.2.1.	Presión activa estática de suelo por medio de análisis de equilibrio al límite	44
2.1.5.2.2.	Empuje producido por la acción sísmica y su punto de aplicación (método de Seed)	50
2.1.5.2.3.	Presión pasiva estática de suelo por medio de análisis de teoría de Rankine	53
2.1.5.3.	Revisiones de la estabilidad para muro de retención	54
2.1.5.3.1.	Revisión por volteo respecto a la punta	54
2.1.5.3.2.	Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base	57
2.1.5.3.3.	Revisión de la falla capacidad de apoyo	59
2.1.5.4.	Diseño de la cortina	62

2.1.5.4.1. Verificación del corte actuante y el corte resistente en la cortina	66
2.1.5.4.2. Determinación de momento flector y acero necesario para resistirlo	67
2.1.5.4.3. Determinación de longitudes de desarrollo para pared	75
2.1.5.5. Diseño del talón	76
2.1.5.5.1. Revisión del corte	77
2.1.5.5.2. Cálculo de momento flector	78
2.1.5.5.3. Determinación de acero por temperatura	80
2.1.5.6. Diseño de la punta (pie)	81
2.1.5.6.1. Revisión del corte	82
2.1.5.6.2. Cálculo de momento flector	84
2.1.5.6.3. Determinación de acero para refuerzo principal	84
2.1.5.6.4. Determinación de acero por temperatura	86
2.1.5.7. Drenaje para muro de retención	87
2.1.5.8. Juntas en la construcción de muro de retención	88
2.1.6. Presupuesto del proyecto	89
2.1.7. Cronograma de ejecución (físico y financiero)	92

2.2. Mejoramiento de tramo carretero antiguo que conduce del municipio de San Juan Sacatepéquez al municipio de San Pedro Sacatepéquez del departamento de Guatemala

2.2.1. Descripción del proyecto	93
2.2.2. Determinación del tipo de camino	95
2.2.3. Levantamiento topográfico	96
2.2.3.1. Planimetría	97
2.2.3.2. Altimetría	97

2.2.4. Factor económico en las normas para diseño del proyecto	97
2.2.5. El tránsito promedio diario anual, TPDA	99
2.2.6. Normativa de diseño geométrico	101
2.2.7. Elementos del proyecto geométrico	102
2.2.7.1. Alineamiento vertical	102
2.2.7.1.1. Criterios para el diseño del alineamiento vertical	105
2.2.7.2. Alineamiento horizontal	106
2.2.7.3. Velocidad de diseño	110
2.2.7.4. Ancho de corona	111
2.2.7.5. Sección transversal de obra	111
2.2.7.6. Sub-rasante	112
2.2.7.6.1. Características de la capa sub-rasante	113
2.2.7.6.2. Funciones de la capa sub-rasante	113
2.2.7.6.3. Cuerpo del terraplén	114
2.2.8. Movimiento de tierra	115
2.2.8.1. Área de sección transversal	115
2.2.8.2. Cálculo de volumen para movimiento de tierra	116
2.2.9. Derecho de vía	118
2.2.10. El mantenimiento de las carreteras y la seguridad vial	120
2.3. Diseño de pavimento rígido	
2.3.1. Descripción del proyecto	121
2.3.2. Estudio de la mecánica de suelos del lugar	121
2.3.2.1. Ensayos para la clasificación del suelo	122

2.3.2.1.1. Análisis de distribución granulométrica	122
2.3.2.1.2. Límites de consistencia de Atterberg	123
2.3.2.1.3. Clasificación del suelo	124
2.3.2.1.4. Análisis de resultados	124
2.3.2.2. Ensayos para el desarrollo de la construcción de la estructura	125
2.3.2.2.1. Contenido de humedad en el lugar	125
2.3.2.2.2. Densidad de la muestra	125
2.3.2.3. Análisis para determinar la resistencia del suelo	127
2.3.2.3.1. Ensayo de valor soporte del suelo C.B.R.	127
2.3.3. Diseño de pavimento rígido	129
2.3.3.1. Carpeta de rodadura	130
2.3.3.2. Módulo de reacción de sub-rasante (k)	131
2.3.3.3. Módulo de ruptura del concreto (Mr)	132
2.3.3.4. Diseño de espesor de pavimento	133
2.3.3.5. Diseño de las juntas	135
2.3.3.5.1. Tipos de juntas	135
2.3.3.6. Conformación y curado del pavimento	138
2.3.3.7. Normativa de diseño	139
2.3.3.7.1. Pavimento de concreto	139
2.3.3.7.2. Materiales a emplear	139
2.3.3.7.3. Equipo de colocación del concreto	142
2.3.3.7.4. Colocación y compactación del concreto	142
2.3.4. Obras de protección	144
2.3.4.1. Obras pluviales	144
2.3.4.2. Cunetas	144
2.3.4.3. Contra cunetas	145
2.3.4.4. Bombeo	145

2.3.5. Presupuesto de proyecto	146
2.3.6. Cronograma de ejecución (físico y financiero)	148
CONCLUSIONES	149
RECOMENDACIONES	151
BIBLIOGRAFÍA	153
APÉNDICE	155

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Día casual de mercado	6
2. Esquema general de muro de retención	11
3. Gráfica de datos obtenidos por ensayo granulométrico	14
4. Esfuerzo cortante actuando en un elemento de suelo	19
5. Condición idealizada de cortante sobre una muestra	21
6. Esfuerzos gráficos de ensayo de corte directo	23
7. Tipología básica de talud	25
8. Falla plana en tres dimensiones	26
9. Falla plana aflorando en el pie del talud	27
10. Posibles grietas que se forman antes de colapso de talud	27
11. Muro de gaviones	28
12. Muro hecho con piedra	29
13. Muro armado con llantas usadas	31
14. Estabilización por micro-pilotes	32
15. Muro de mampostería y concreto reforzado	33
16. Esquema básico de problema a solucionar	39
17. Geometría de muro de retención	41
18. Variación de superficie de ruptura en función de ángulo crítico	45
19. Variación de empuje activo en función de ángulo crítico	45
20. Equilibrio de fuerzas en el sistema	46
21. Empuje activo contra largo de trecho AB	48
22. Ángulo que determina la superficie crítica de falla	49
23. Bases para aplicar método de Seed	50
24. Sección transversal de muro de retención	55
25. Suposiciones para utilizar método elástico	63

26. Flexión fuera del plano de acción.	65
27. Presiones de suelo contra cimiento	81
28. Diagrama de presiones de suelo contra cimiento	82
29. Especificaciones geométricas para caminos	98
30. Estudio de curva-masa para evaluación económica	100
31. Forma de curvas verticales	103
32. Longitud mínima de curva vertical convexa	104
33. Longitud mínima de curva vertical cóncava	104
34. Elementos de curva circular simple	107
35. Elementos de sección transversal típica	112
36. Sección transversal típica	116
37. Sección transversal típica para derecho de vía	119
38. Gráfica de datos obtenidos por ensayo granulométrico	123
39. Gráfica de ensayo de compactación	126
40. Gráfica CBR-compactación	128
41. Esquema de capas que forman el pavimento rígido	130
42. – 48 Informes de ensayos de suelo	155
49. Sistema de clasificación AASHTO	162
50. Sistema de clasificación SCU	163
51. Características de suelo clasificado por SCU	164

TABLAS

I.	Poemas propios del municipio	8
II.	Necesidades latentes para proyecto	9
III.	Tabulación de datos obtenidos de análisis granulométrico	14
IV.	Tabulación de datos obtenidos por ensayo de consistencia	15
V.	Tabulación de datos obtenidos por ensayo de clasificación	16
VI.	Coefficientes de fricción para distintos suelos	17
VII.	Valores de empuje activo estático	22
VIII.	Momentos resistentes en muro de retención	56
IX.	Tabla resumen presupuesto muro de retención	91
X.	Cronograma de ejecución muro de retención	92
XI.	Taludes recomendados para corte y relleno	116
XII.	Tabulación de datos obtenidos de análisis granulométrico	122
XIII.	Tabulación de datos obtenidos por ensayo de consistencia	123
XIV.	Tabulación de datos obtenidos por ensayo de clasificación	124
XV.	Datos tabulados ensayo CBR	127
XVI.	Resistencia de suelo	128
XVII.	Clasificación de vehículos según categoría de cargas por eje	129
XVIII.	Valores de “k” según clasificación de suelo	131
XIX.	Espesor óptimo de carpeta de rodadura en función de Mr y k	133
XX.	Tabla resumen presupuesto de mejoramiento de tramo y pavimento	147
XXI.	Cronograma de ejecución de mejoramiento de tramo y pavimento	148

GLOSARIO

Aditivo:	Material que se utiliza como ingrediente del concreto y se adiciona antes o luego del mezclado y colado.
Altimetría:	Procedimiento usado para definir las diferencias de nivel existente entre puntos de elevación de un terreno y/o construcción.
Cemento Pórtland:	Aglomerante que, en presencia de agua, reacciona y debidamente mezclado con agregados inertes se convierte en una masa manejable con características de piedra artificial.
Compactación:	Procedimiento de aplicación de energía potencial al suelo para consolidarlo y así eliminar toda relación de vacíos, aumentando así su densidad y en consecuencia su capacidad de soportar cargas cíclicas.
Concreto:	Material pétreo artificial, obtenido de la mezcla elaborada de cemento, finos, gruesos y agua. Este también podría llevar aditivos.
Longitud de desarrollo:	Medida mínima de varilla anclada al concreto para evitar que falle por adherencia.

Mampostería:	Elemento de sistema constructivo compuesto por piedras naturales ligeramente labradas, unidas con aglomerante y de forma manual.
Momento:	Esfuerzo al que está sometido un cuerpo por el resultado de la aplicación de una fuerza a una distancia conocida de su centro de masa.
Pavimento:	Estructura que se coloca sobre el suelo de fundición de vía terrestre destinada a soportar cargas de tránsito.
Planimetría:	Proyección de terreno sobre un plano horizontal imaginario, que es la superficie media de la tierra y que toma un punto de referencia para su orientación que puede ser el norte magnético o astronómico y partiendo de él, conocer la orientación de los puntos que han de definir el terreno en estudio.
Sub-base:	Capa de la estructura del pavimento destinada a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas cíclicas recibidas por el tránsito al suelo sub-rasante y este a su vez, transmitir las al cuerpo del terraplén.
Suelo:	Capa delgada de la corteza terrestre que proviene de la desintegración y alteración física o química de las rocas.

LISTA DE SÍMBOLOS

A.A.S.H.T.O.	American Association of State Highway and Transportation Officials.
A.G.I.E.S.	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
A.C.I.	American Concrete Institute.
As	Área de acero necesaria para soportar solicitaciones de momento.
Ash	Área de acero horizontal (estribos o eslabones).
B	Base de elemento a trabajar.
C	Cohesión de suelo.
Df	Desplante de cimentación.
db	Diámetro de barra propuesta.
d	Peralte efectivo.
Ea	Empuje activo.
Eat	Empuje activo total generado por carga estática y sísmica.
Es	Módulo de elasticidad de acero.
Em	Módulo de elasticidad de la mampostería.
f'c	Resistencia a compresión para el concreto.
f'm	Resistencia a compresión para el mamposte.
fy	Límite de fluencia a tensión del refuerzo.
Fs	Esfuerzo admisible en el refuerzo.
Ff	Fuerza de fricción.
Fb	Esfuerzo admisible de flexo-compresión en miembros sometidos solamente a flexión.
Fv	Esfuerzo cortante admisible en la mampostería.

FC	Factor de carga.
fs	Esfuerzo calculado en el refuerzo por carga de diseño.
fb	Esfuerzo de flexión calculado en la fibra extrema debido solo a cargas de diseño a flexión.
fv	Esfuerzo cortante calculado por cargas de diseño.
fa/Fa	Relación entre esfuerzos axiales de diseño y servicio.
H	Altura de talud.
IBC	Código Internacional de la Construcción.
j	Distancia entre el centroide de las fuerzas de flexo-compresión al centroide de las fuerzas de tensión de la altura d .
k	Módulo de reacción.
K	Relación de la profundidad del esfuerzo de compresión en el miembro a flexión con respecto a la profundidad d .
Kp	Coefficiente de empuje pasivo.
Ka	Coefficiente de empuje activo.
kg	Kilogramo.
l	Longitud de segmento analizado.
ld	Longitud de desarrollo de barra sometida a tensión.
ldh	Longitud de desarrollo de barra sometida a compresión.
Mr	Módulo de ruptura del concreto.
Mu	Momento último.
n	Relación modular.
Pp	Presión pasiva.

PCA	Portland Cement Association.
PRA	Public road administratiòn.
qu	Capacidad de carga última.
q máx/mín	Presiones máxima o mínima sobre cimiento.
S	Espaciamiento.
SCU	Sistema de clasificación unificado.
TPD	Tránsito promedio diario.
TPDA	Tránsito promedio diario anual.
t	Espesor adoptado para miembro.
UBC	Código Unificado de la Construcción.
Vu	Cortante último.
w	Peso por carga muerta de muro.
z	Resultante de carga sísmica y estática de presión en muro de retención.
γ	Peso específico.
ρ	Ángulo de variación crítico de cuña a falla.
@	A cada tanto.
φ	Ángulo de fricción interna.

RESUMEN

El municipio de San Juan Sacatepéquez es uno de los más productivos del departamento de Guatemala, por lo que su desarrollo va avanzando constantemente; es así como a través de la ejecución del Ejercicio Profesional Supervisado se apoyan y atienden las insuficiencias de infraestructura que son necesarias para que el municipio siga en desarrollo; se ha realizado un trabajo práctico y de ayuda dando solución a problemas estructurales y viales, que son los que en la actualidad demandan más atención por la población a través de la Oficina de Planificación Municipal. Se rediseña el antiguo tramo que conduce del municipio en cuestión al municipio de San Pedro Sacatepéquez del departamento de Guatemala pavimentándolo y mejorando sus condiciones geométricas actuales. Además se realiza una estructura de retención para el talud más crítico del tramo.

Este trabajo cuenta con dos capítulos centrados en dar solución a la problemática presentada; el primer capítulo desarrolla la fase de investigación que incluye la monografía del municipio y un diagnóstico de las necesidades latentes del mismo. En el capítulo dos se desarrolla el servicio técnico profesional, el que a su vez se conforma de tres secciones, la propuesta para la estructura de retención, el mejoramiento geométrico del tramo y el diseño del pavimento rígido. Todas las secciones cuentan con una descripción de la situación actual, normadas en todo su desarrollo y método de diseño.

Para el diseño de la estructura de retención, se utilizó el método de esfuerzos de trabajo, éste dimensiona los elementos de manera que soporten cargas reales

sin que los esfuerzos unitarios sobrepasen los límites elásticos, lo que redundaría en elementos de dimensiones comerciales estándar que son más económicos. Además, se realizaron todos los estudios de suelo correspondientes para salvaguardar el diseño y trabajar con datos reales *insitu*; finalizando en una estructura económica y garantizada. La misma solucionará el problema de derrumbe en invierno que aqueja a los pobladores del municipio.

Para el diseño del pavimento rígido se utilizó herramienta de topografía actual. Midiendo con estación total, se definió una distancia aproximada a 3000 metros y un ancho de calzada de 7 metros (ambos sentidos); luego siguió el muestreo de material de suelo de la sub-rasante para dar a conocer sus propiedades por medio de ensayos de laboratorio, siguiendo luego el diseño de la carpeta de rodadura, usando el método simplificado de PCA concluyendo que el suelo es apto para una sub-rasante.

Para la realización de cada propuesta se cuenta con la tecnología actual que ahorra tiempo y optimiza recursos, lo que redundaría en un trabajo de calidad y garantizado, además de contar con una asesoría profesional.

Se tomó en cuenta todos y cada uno de los factores que envuelven la dinámica proyectista; dejando una memoria de cálculo específica y clara para que no exista ambigüedad cuando sea consultada.

OBJETIVOS

GENERAL:

Contribuir al desarrollo del municipio de San Juan Sacatepéquez por medio de la propuesta de proyectos útiles como el mejoramiento carretero, pavimentación y estabilización de talud crítico de una vía de acceso que beneficiará al poblador brindando mejor tiempo de traslado.

ESPECÍFICOS:

- 1) Realizar el diseño geométrico que mejorará las condiciones actuales del tramo a tratar.
- 2) Diseñar el pavimento rígido de manera que tome en cuenta los factores del lugar optimizando así recursos de la municipalidad.
- 3) Estabilizar el talud más crítico del tramo solucionando la problemática de derrumbe en invierno.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo tiene como finalidad la planificación y diseño de obras de infraestructura haciendo uso del recurso de Ejercicio Profesional Supervisado brindado por la universidad de San Carlos, el cual se llevó a cabo en el municipio de San Juan Sacatepéquez del departamento de Guatemala. Este municipio también es llamado Tierra de las Flores y cuenta con una gran explotación de minerales; tiene una extensión territorial de 287 kilómetros cuadrados y colinda con Chimaltenango, San Raymundo, San Pedro Sacatepéquez, entre otros.

Debido a la gran extensión territorial del municipio se realizó un estudio general a las comunidades para conocer cuáles eran las necesidades a priorizar; según este estudio se diagnosticó como prioridad, la propuesta de proyectos de infraestructura, a saber: el mejoramiento geométrico y pavimentación del antiguo tramo que conduce del municipio de San Juan Sacatepéquez al municipio de San Pedro Sacatepéquez ambos del departamento de Guatemala y la estabilización del talud más crítico en el tramo.

La estabilización del talud se analiza en el capítulo dos y es necesaria, en invierno se satura el suelo y cae por su propio peso llevándose con él parte del tramo, dejando a los vecinos incomunicados hasta que termine la temporada de lluvia. Además esta estabilización garantizará que el pavimento no se dañe y pueda llegar a su tiempo de vida útil dando así una mejora considerable de vida a los vecinos que ahora cuentan con otro tramo de acceso al municipio que les permitirá ahorrar tiempo de traslado, tanto personal como comercial.

Por lo anterior, se determina la prioridad de estabilizar el talud crítico, mejorar geométricamente y diseñar el pavimento rígido del antiguo tramo que conduce del municipio de San Juan Sacatepéquez al municipio de San Pedro Sacatepéquez del departamento de Guatemala; con la finalidad de regenerar las condiciones de vida y facilitar el comercio entre ambos municipios.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Aspectos monográficos del municipio de San Juan Sacatepéquez, departamento de Guatemala

1.1.1. Datos generales

Nombre del municipio:.....	San Juan Sacatepéquez.
Extensión territorial:.....	287 kilómetros cuadrados.
Altura sobre el nivel del mar:.....	1845 metros.
Distancia de la capital:.....	32 kilómetros.
Límites:	
Al Norte:.....	Con el municipio de Granados, Baja Verapaz
Al Este:.....	Con el municipio de San Raymundo y San Pedro Sacatepéquez del depto. de Guatemala
Al Sur:.....	Con el municipio de San Pedro Sacatepéquez
Al Oeste:.....	Con el municipio de San Martín Jilotepeque, depto. de Chimaltenango y Xenacoj municipio de Sacatepéquez.
Población actual:.....	350,000 habitantes, 13 aldeas, 43 caseríos y varias colonias como “Maravillas de la Naturaleza”, “Cañadas”, “Bosques del Ensueño”, “Lantana”, etc.
Raza:.....	En su mayoría indígena y un número considerable mestiza.
Fiesta titular:.....	24 de Junio, en honor al patrono San Juan Bautista.
Comida típica.....	El pinol.
Idioma:.....	Kaqchikel y castellano.
Zonas:.....	La cabecera municipal se divide en 5 zonas y barrios como: Las Ilusiones, Chitún, el Cielito, San

Bernardino, El Portón. (Actualmente el barrio Juyú es la zona 5).
Analfabetismo..... 10% de población actual.

1.1.2. Etimología del municipio

El nombre del municipio se define de la siguiente manera: San Juan, en honor al patrono: San Juan Bautista y, Sacatepéquez: se deriva de dos voces kaqchikeles, Sacat = Hierba y Tepet = Cerro, Cerro de Hierba. Su origen es pre-colonial, fue conquistado por los españoles en 1525, al mando de Antonio de Salazar, cuya corte estableció en tierra de Yampúc, fue uno de los pueblos más importantes que formaron el reino Kaqchikel. Según documentos existentes, el título de tierras de San Juan Sacatepéquez adquirió derechos el 3 de febrero de 1752, en el cual hace constar que los indígenas de la región compraron al Rey de España 480 caballerías y 38 manzanas, siendo repartidas entre todos los ejidos, pagando por el mismo 1200.00 pesos en monedas de la época, segregando posteriormente, parte de las tierras para los municipios vecinos.

1.1.3. Accidentes geográficos

La topografía de este municipio es irregular, bastante montañosa y quebrada. Presenta pocas planicies, tiene muchas pendientes y hondonadas, cubiertas de verde y exuberante vegetación. Tiene regiones fértiles que gradualmente van haciendo contacto con partes de terrenos secos, barrancos arenosos y hasta barrocos.

Cuenta con unos cerros dignos de mencionarse como:

- **CERRO CANDELARIA:** Situado al norte de la cabecera municipal, se extiende desde el río Raxtunyá, hasta las afueras de la misma y posee vetas de calcio en sus entrañas.
- **CERRO CARNAVAL:** Ubicado en la aldea Sajcavilla, que por su altura y formación tiene las características de un volcán y cuenta con minas de mármol que fueron explotadas durante el gobierno del general José María Reyna Barrios.
- **CERRO MALA PAGA:** Se encuentra enclavado en la aldea lo de Mejía.
- **CERRO COLORADO:** En la aldea “Camino a San Pedro”.
- **CERRO CHUISEC, LA CAMPANA, SANTA ANA:** En la aldea Montufar.
- **CERRO CURUB, EL SALVADOR, AYAPAN, CHITAY, DE LOS CASTELLANOS DE LOS PAJOC:** Todos ubicados en la aldea Loma Alta.

Además de los cerros ya mencionados existen otros, que quizás no se les da mayor importancia pero contribuyen enormemente a darle un aspecto de belleza original al municipio muy apreciado por los residentes y los visitantes. Entre estos cerros se pueden mencionar los siguientes: **Cerro Ajec, El Ruso, Las Canteras, San Ignacio, El Ciego, El Portal y Nimajuyú.**

1.1.4. Accidentes hidrográficos

Sus ríos son pequeños y facilitan la agricultura, siendo los principales: el río San Juan, el Manzanillo, Jocoteco, Paxotyá y Jordán, que se encausan alrededor de la cabecera municipal. El resto de ríos que, no dejan de ser importantes, son los que proveen de agua para riegos a las regiones periferias y son los siguientes: Boca Toma, Cenizo, Cotzibal, Cuxuyá, El Potosí, El Zapote, Río Grande o Motagua, Guapinol, Ixacac, Ixcopín, Jesús, La Ciénaga, la Chume, Paraxaj, Patajzalaj, Pixcayá, Rajoní, Raxtunyá, Realmá, Rayalguit, Ruyalaj, Sactzí, Sajcavilla, San Miguel, San Pedro, Santiago, Seco, Severino, Simujuí, Tapahuá, Tapanal, Veracruz, Zapote.

También tiene riachuelos y son: Agua Zarca, Los Sineyes, Mixcal, Nahuarón, Noxpil, Pachuj, Patanil, Patzanes, Ruyalguen.

Las quebradas son: de la Soledad, el Achiote, el COI, las Minas, las Palmas, los Chayes, los Chiques, los Mecate, los Pescaditos, los Prado, Parqui, Paxot, Puluc, Raspas, Realsiguán, San Isidro, Seca, Sunuj y Tocay.

1.1.5. Lugares de atracción turística

Por ser un pueblo de belleza natural, cuenta con algunos lugares de atracción turística, entre los cuales se pueden mencionar: Villa Lourdes, La Concepción, Centro recreativo y balneario Vista Bella, el Bucarito, El Pilar, la Viña, Ocaña, La Laguneta de San Miguel, río Grande o Motagua y otros. También se puede mencionar a la cabecera Municipal en su feria titular, por la solemnidad de sus procesiones religiosas, actividades socio-culturales y por la

típica y vistosa indumentaria de sus mujeres, hombres y niños, conservándose como autóctono.

1.2. Características sociales

1.2.1. Educación

En la mayor parte de las aldeas y caseríos se cuenta con escuelas nacionales de educación primaria, la única aldea que tiene educación básica pública es la aldea Montúfar. En la cabecera municipal se encuentran concentradas las mayores oportunidades de educación con colegios de educación pre-primaria, primaria, básico, diversificado, academias de mecanografía, academias de computación, etc. Las escuelas nacionales trabajan en primaria masculina y femenina; secundaria mixta, diversificado solamente la escuela de Ciencias Comerciales, una biblioteca que administra la municipalidad, una escuela de música y la escuela Politécnica, el alma mater militar.

1.2.2. Cultura

Se fomentan actividades culturales con el apoyo de agrupaciones como: Asociación Indígena, Casa de la Cultura, Asociación de Mujeres Sanjuaneras, Asociación de Tapiceros UTZCHE, Espíritu Joven, Asociación de Comerciantes ACOMSA, Asociación de Floricultura ASOFLORSA. En las aldeas se forman comités, quienes impulsan sus actividades en los días festivos propios de su comunidad.

1.2.3. Actividad económica

1.2.3.1. Agricultura

A San Juan Sacatepéquez se le denomina “La Tierra de las Flores” por su alta producción de flores, fincas agrícolas, viveros de Floricultura, producción de alverja china, tomate, ejote, chile pimiento, manzana California, membrillo, pera, durazno, jocote amarillo, legumbres, entre otros. Las mismas son vendidas en la cabecera municipal, la ciudad capital, el interior de la República, Centro América y también a Estados Unidos y Europa.

Figura 1. Día casual de mercado



1.2.3.2. Transporte

Actualmente se cuenta con aproximadamente 190 buses extra-urbanos, que prestan su servicio todos los días a partir de las 04:00 horas culminando la jornada a las 22:00 horas. Las aldeas cuentan con su propio transporte y horario adecuado a las necesidades propias de la comunidad.

1.2.3.3. Minería

El municipio cuenta con minas de mármol, arena y piedra para la industria de la construcción (la cual, cabe mencionar, ha sido causa de grandes disputas en la actualidad por sus preciados valores).

1.2.3.4. Otros

En este pueblo tan grande no hacen falta los talleres de mecánica, hojalatería, bordados a máquina, abarroterías, despensa, comida rápida, elaboración de cestas de caña de castilla, enceres de barro (como comales, ollas, batidores y otros), cohetería, jarcia que consiste en la elaboración de artículos utilizando la pita (material que se extrae del maguey) y sirve para hacer bolsas, redes, mecapal, lazos, cebaderas de caballo y otros.

1.2.4. Costumbres

1.2.4.1. La Cofradía

Es una costumbre de origen colonial, en la cual veneran imágenes en especial a San Juan Bautista, Jesús nazareno, el Rosario, la Cruz Bendita y la Virgen María.

1.2.4.2. Pedidas de novia

Son actos de acercamiento familiar de los contrayentes. La familia del varón lleva presentes a la casa de la novia en fechas distintas antes del

matrimonio. El pedir la mano de la novia lo hace el varón a los padres de la novia con anticipación a las mismas.

1.2.4.3. Matrimonios

Consiste en la realización de varias pedidas de la novia, y en común acuerdo, se procede a la celebración en la Municipalidad, previa al matrimonio civil y finalizando con una fiesta o celebración del mismo (religioso) que comprende más actividad.

1.2.4.4. Poemas

Existen varios poemas dedicados a San Juan patrono, entre los cuales figuran:

Tabla I. Poemas propios del municipio

<u>AUTOR</u>	<u>POEMA</u>
Higinio Patzan	“La Niña de San Juan”
Luciano A. Morales	“A San Juan Sacatepéquez”
Miguel Solís R	“Meditación”
Guadalupe Rosales Búcaro	“A San Juan Sacatepéquez”

1.3. Diagnóstico sobre necesidades de servicio

1.3.1. Descripción de las necesidades

El proceso de identificación de necesidades, alternativas de solución y priorización de los proyectos comunitarios, se realizó en una cámara de junta del municipio en la cual participaron concejales, jefe de O.M.P. y alcaldesa; quienes a través de un voto estructurado y en trabajo de grupo, analizaron la situación actual y el futuro que desean para el municipio, priorizando los proyectos que consideran que deben ser atendidos para lograr el desarrollo comunitario.

De acuerdo con los aportes y consenso de los grupos de vecinos y vecinas que asistieron a la junta, las necesidades expresadas de forma general para el municipio son:

Tabla II. Necesidades latentes para proyectos

Núm.	Necesidad
1	Mejoramiento de tramo antiguo
2	Pavimento de tramo en cuestión
3	Estabilización de talud crítico en la región
4	Señalización de tramo en cuestión
5	Electrificación de tramo en cuestión

1.3.2. Justificación social

Se contribuye con tener una alternativa de vía de acceso, paralela a la existente, agradable a la vista y segura. Además de dar a conocer al municipio con la planificación de una vía de acceso totalmente mejorada.

1.3.3. Justificación económica

Las condiciones socio-económicas a nivel de todo el municipio son limitadas, con índices medios de pobreza, el 85 % de la población trabaja en cultivos tradicionales, de los cuales un 90% son para consumo familiar, y el resto para el menudeo. Otros se dedican a la comercialización, manejando capitales bajos. Los ingresos familiares oscilan entre Q. 500.00 y Q. 600.00 mensuales.

1.3.4. Priorización de necesidades

Para el municipio su acceso secundario (el cual se espera transformar a primario proponiéndolo como vía paralela para el transporte de bienes) se encuentra en condiciones precarias y este problema se agudiza en época de invierno, por lo que se determinó junto a las autoridades edilicias, la pavimentación y mejoramiento de la calle principal, además de la construcción de un muro de retención que asegura un talud sumamente crítico. En el municipio se plantea como necesaria la pavimentación y mejoramiento de este tramo, debido que en el lugar no se cuenta con una vía alterna en condiciones adecuadas para los transeúntes del lugar y que les asegura la llegada rápida y segura de sus bienes.

2. SÉRVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

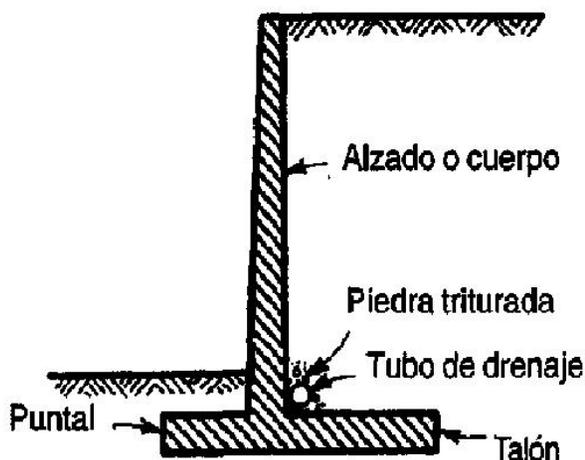
2.1. Estabilización de talud por medio de muro de retención diseñado a base de mampostería confinada

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto, en su esencia, consiste en la propuesta para diseño y construcción de un muro que contendrá el talud más crítico, el cual se ubica al inicio del antiguo tramo (también a mejorar por medio de este trabajo) que conduce del municipio de San Juan Sacatepéquez al municipio de San Pedro Sacatepéquez departamento de Guatemala.

La propuesta de análisis se hará por medio de un *muro de retención tipo voladizo*, pues tendrá como altura total 5.50m y una longitud de 32.00m. En esta clase de análisis, el muro toma el nombre de *alzado o cuerpo* (que básicamente es la pared), a la parte de la zapata que oprime al suelo más intensamente se le llama *puntal* (también llamado pie del muro) y finalmente a la parte que tiende a ser levantada se le llama *talón*.

Figura 2. Esquema general de muro de retención.



En la figura 2 se muestran las partes más generales que llegan a concretar un muro de retención, además de un diseño muy común de drenaje para el mismo.

Es de suma importancia definir algunos parámetros que deberán cumplirse a cabalidad para un perfecto funcionamiento de la estructura, los cuales, entre otros son:

- ~ en la cúspide del muro (corona final) no existirá carga alguna de ninguna índole.
- ~ el relleno controlado que se colocará en la pared del muro deberá ser material granular, según estipulación del libro azul sección 206.
- ~ se deberá impermeabilizar el cuerpo total del muro.
- ~ se colocarán juntas de construcción (según norma) en el muro.
- ~ se deberá considerar únicamente como peso muerto el peso propio de la estructura (mampostería y concreto reforzado).

Cabe mencionar que se han realizado los estudios correspondientes a la mecánica de suelos y se han tomado en cuenta para el diseño de la estructura; este proyecto deberá servir a la comunidad del municipio y dejará constancia de todo en cuanto a la memoria de cálculo realizada.

Este diseño se regirá de acuerdo a las normas y especificaciones correspondientes, tanto para la mampostería como para el concreto, incluyéndose normas guatemaltecas e internacionales que cubran todos los aspectos estructurales y de calidad para finalizar en un diseño tanto óptimo como seguro.

2.1.2. Estudio de la mecánica de suelos del lugar

Los ensayos correspondientes de mecánica de suelos se han realizado bajo la supervisión del ingeniero jefe de la sección de mecánica de suelos de la universidad de San Carlos de Guatemala y todos ellos se han llevado a cabo bajo normas de ensayos específicas con base a AGIES NR-5:2001, capítulo 3, sección 3.6.

2.1.2.1. Ensayos para la clasificación del suelo

Los sistemas de clasificación de suelos dividen a estos en grupos y sub-grupos con base a propiedades ingenieriles comunes tales como: la *distribución granulométrica*, el *límite líquido* y el *límite plástico* (límites de Atterberg).

Los 2 sistemas de clasificación principales en uso son:

1. el sistema A.A.S.H.T.O. o P.R.A.
2. el sistema U.S.C.

Para la clasificación de este suelo se hizo por medio del sistema U.S.C. pues el sistema A.A.S.H.T.O. se utiliza para la clasificación de las capas de una carretera, lo cual se sale del contexto para este proyecto en particular, sin embargo el análisis granulométrico si se realiza por las normas A.A.S.H.T.O.

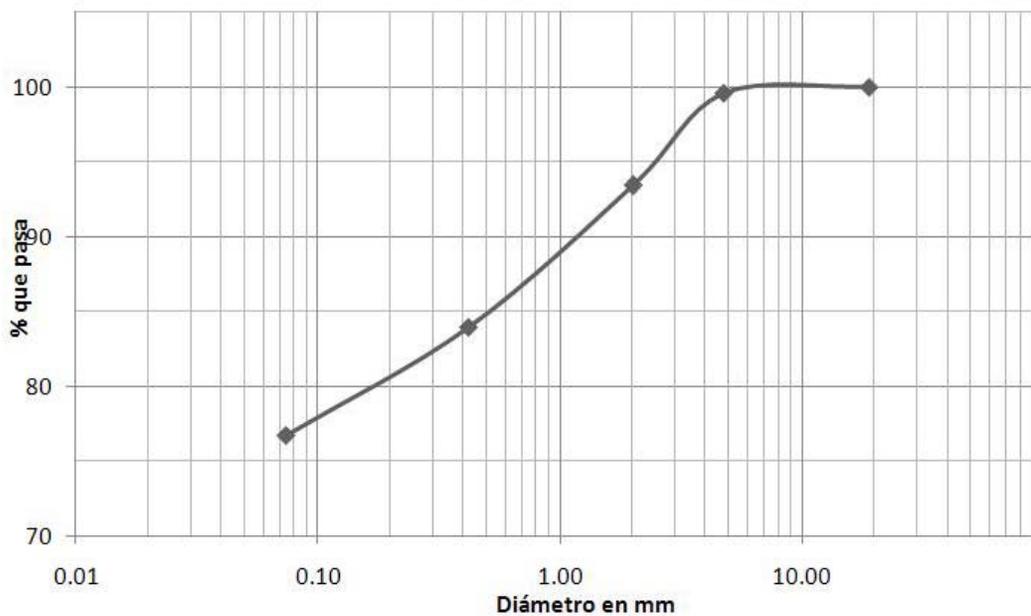
2.1.2.1.1. Análisis de distribución granulométrica

Este ensayo se basa en las normas A.A.S.H.T.O. T-27 & T-11, para este estudio se obtienen los siguientes datos:

Tabla III. Tabulación de datos obtenidos por ensayo de análisis de distribución granulométrica.

Análisis con Tamices:			% de Grava:	0.46
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa	% de Arena:	22.87
3"	76.2	100.00	% de Finos:	76.67
2"	50.8	100.00		
3/4"	19.00	100.00		
4	4.76	99.54		
10	2.00	93.39		
40	0.42	83.91		
200	0.074	76.67		

Figura 3. Gráfica de datos obtenidos por ensayo.



2.1.2.1.2. Límites de consistencia de Atterberg

Los límites de *Atterberg* son propiedades índices de los suelos con que se definen la plasticidad y se utilizan en la clasificación de un suelo. *Atterberg* dividió y consideró tres límites o estados de consistencia: el límite de contracción que es la frontera convencional entre el estado sólido y semisólido, el límite plástico que es la frontera entre los estados semisólido y plástico; y el límite líquido que se define como la frontera entre estado plástico y semilíquido. También se denomina al límite líquido como la frontera entre el estado plástico y líquido.

Para este estudio los datos obtenidos son los siguientes:

Tabla IV. Tabulación de datos obtenidos por ensayo de consistencia de Atterberg.

DESCRIPCION: ARENA LIMOSA COLOR CAFÉ OSCURO				
ENSAYO	LIMITE LIQUIDO		LIMITE PLASTICO	
GOLPES	27		XXX	XXX
TARRO	A-21	C-09	C-41	A-72
PBH gr	40.4	41.3	44.7	44.9
PBS gr	36	36.7	40.3	39.1
TARA gr	24.4	24.4	24.7	18.9
DIF gr	4.4	4.6	4.4	5.8
PNS gr	11.6	12.3	15.6	20.2
HUMEDAD	37.9	37.4	28.2	28.7
PROMEDIO	37.7		28.5	

K=	1.0094	LL:	38.0
		LP:	28.5
CLASIFICACION:	ML	IP:	9.6

2.1.2.1.3. Clasificación del suelo

Con los datos obtenidos se puede llegar a la clasificación del suelo por medio del “Sistema de Clasificación Unificado de los Suelos” (tabla que se anexa al final de este trabajo).

De los límites obtenidos tenemos:

Tabla V. Tabulación de datos obtenidos por ensayo de límites de consistencia

RESULTADOS:

<i>ENSAYO No.</i>	<i>MUESTRA No.</i>	<i>L.L. (%)</i>	<i>I.P. (%)</i>	<i>C.S.U. *</i>	<i>DESCRIPCION DEL SUELO</i>
1	1	38	9.6	ML	Arena limosa color café oscuro

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

De acuerdo a lo anterior concluimos que el suelo se encuentra en el ítem “ML”, lo cual significa que es una **arena limosa de baja plasticidad**.

NOTA → consultar tabla de clasificación de suelo anexada al final del trabajo.

2.1.2.1.4. Análisis de resultados

La clasificación del suelo (de acuerdo a ensayos realizados) es de suma importancia para el diseño de la estructura, en este caso, dará un primer dato para el diseño; al saber que el material es una arena limosa sabremos que su coeficiente de fricción “ μ ” tentativamente deberá ser, de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla VI. Coeficientes de fricción para distintos suelos.

Tipo de Suelo	Coeficiente “ μ ”
Arena sin limo	0.55
Arena limosa	0.45
Limos	0.35
Roca sana con superficie rugosa	0.60

Fuente: Calavera, J. **Diseño de Muros de Retención**. Pág. 67

Con esto obtenemos “ μ ”, para este caso en particular; $\mu=0.45$, el que nos servirá para el chequeo contra el deslizamiento probable en la estructura.

2.1.2.2. Ensayos para desarrollo de la construcción de la estructura

Para esta parte se tendrá en cuenta aspectos propios de la muestra en el lugar, a saber:

- peso específico de la muestra
- contenido de humedad en el lugar

Estos datos también son de importancia pues conoceremos el valor del peso por unidad de volumen del suelo y su humedad *in situ*.

2.1.2.2.1. Contenido de humedad en el lugar

De acuerdo a los ensayos realizados se llegó al siguiente valor en porcentaje para humedad en el lugar:

- ✓ Humedad=35.3%

Lo anterior está basado en la relación existente entre los pesos obtenidos del material húmedo y el mismo material secado al horno.

2.1.2.2.2. Peso específico de la muestra

De acuerdo a los ensayos realizados se llegó a los siguientes valores:

$$✓ \gamma_{seco} = 1.34 \frac{ton}{m^3}$$

$$✓ \gamma_{humedo} = 1.81 \frac{ton}{m^3}$$

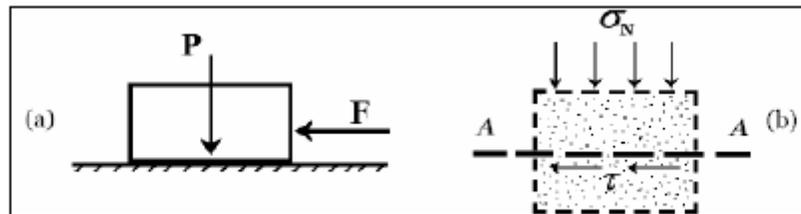
Para el diseño del muro se toma únicamente el valor del peso húmedo del suelo, pues este es el valor crítico en situación de riesgo de la estructura. Este valor únicamente ocurrirá al estar saturado el suelo, por lo que es importante diseñar con él; además el lugar cuenta con un 35.3% de humedad en el suelo por lo que es más seguro diseñar con este valor que ya toma en cuenta este porcentaje de humedad en el sitio.

2.1.2.3. Ensayo para determinar la resistencia del suelo

Debido al tipo de estructura a diseñar, se ha empleado el ensayo de corte directo al suelo, que básicamente es la tensión de corte o fractura ocurrida en el plano de corte o plano a tratar (que para un muro de retención será fuera del plano).

Los primeros estudios sobre la resistencia al corte en los suelos fueron efectuados por el ingeniero francés *C. A. Coulomb* (1736-1806), quien hizo una primera aproximación al problema y atribuyó éste fenómeno a la fricción producida entre las partículas de suelo como una extensión del concepto de la mecánica. Su teoría de falla establece que el material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un plano alcanza un valor límite máximo.

Figura 4. Esfuerzo cortante actuando en un elemento de suelo.



(a) Modelo de fricción, (b) Solicitación de corte en un elemento de suelo

Fuente: Braja M. Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones**. Pág. 56.

Generalizando, se tiene que, dada una masa de suelo y un plano potencial de falla AA' (Figura 4), el esfuerzo de corte que puede resistir la masa de suelo por unidad de área es proporcional al valor de σ_N (presión normal en dicho plano). De éste modo se obtiene que $\tau = \sigma_N \tan \Phi$. La constante de proporcionalidad $\tan \Phi$, fue definida por *Coulomb* en términos de un ángulo al que denominó ángulo de fricción interna.

Analizando la ecuación se deduce que para $\sigma = 0$ es $\tau = 0$. Pero *Coulomb* observó que existían materiales que sin presiones normales aplicadas sobre el plano de corte presentaban una cierta resistencia a la fractura. Para estos suelos consideró una nueva constante a la que denominó cohesión C . Como, en general, los suelos presentan un comportamiento mixto, *Coulomb* determinó que la resistencia de los suelos debía expresarse como la suma de ambos comportamientos: la resistencia debida a la fricción interna y la resistencia debida a la cohesión. Así estableció lo que hoy se denomina Ley de *Coulomb*:

$$\tau = C + \sigma \tan \phi$$

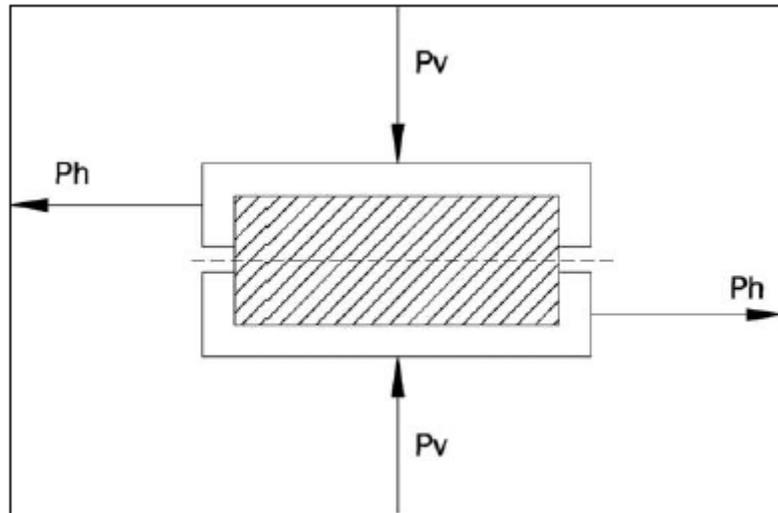
Posteriormente, *Mohr* (1900) presentó una teoría sobre la rotura de los materiales en la que afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante y no sólo cuando uno de ellos se maximiza. Su criterio establece que la falla por corte sucede a lo largo de la superficie donde la relación τ/σ alcance un cierto valor máximo. En la actualidad se emplea el criterio de falla de *Mohr-Coulomb*, con una envolvente de falla curva. Para la mayoría de los problemas que se abordan en Mecánica de Suelos, en el rango de tensiones de trabajo, pueda simularse a una recta.

2.1.2.3.1. Ensayo de corte directo

Este ensayo se realiza de acuerdo a la norma AASHTO T236-03 y ASTM D3080-03. El ensayo de corte directo impone sobre un suelo las condiciones idealizadas que se muestran en la Figura 5. O sea, induce la ocurrencia de una falla a través de un plano de localización predeterminado. Sobre este plano actúan dos fuerzas o esfuerzos. Un esfuerzo normal debido a una carga P_v aplicada externamente que genera una tensión normal ($\sigma_n = P_v / A$) y un

esfuerzo cortante debido a la aplicación de una fuerza tangencial P_h , que desplaza la parte móvil de la caja produciendo la tensión de corte τ ($\tau = P_h / A$).

Figura 5. Condición idealizada de cortante sobre una muestra de suelo.



Se requieren al menos dos pares de valores $\sigma - \tau$, para obtener las incógnitas C y Φ de la ecuación de *Coulomb* $\tau = C + \sigma \tan \Phi$. En este caso el autor ha ensayado 4 pastillas por corte, lo que nos dará 4 pares de puntos para análisis. Una desventaja es que la superficie de rotura no es necesariamente la más débil y la distribución de tensiones no es uniforme; pero por ser un ensayo donde la falla ocurre fuera del plano da resultados más cercanos a la realidad y para este caso, la carga aplicada a un muro es fuera del plano del mismo; por lo que es criterio del autor utilizar este ensayo.

Como en la ecuación de *Coulomb* existen dos cantidades desconocidas (C y Φ), se requiere obtener dos valores como mínimo de esfuerzo normal y esfuerzo cortante para obtener una solución. Como el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal σ tienen el mismo significado en la construcción del círculo de *Mohr*, en lugar de resolver una serie de ecuaciones simultáneas para C y $\tan \Phi$

es posible dibujar en un plano de ejes coordenados los valores de τ vrs σ_n . Para los diferentes ensayos (generalmente, τ como ordenada), dibujar una línea a través del lugar geométrico de los puntos resultantes, o del promedio del lugar geométrico de los puntos y establecer la pendiente de la línea como el ángulo de fricción interna Φ y el intercepto con el eje τ como la cohesión C .

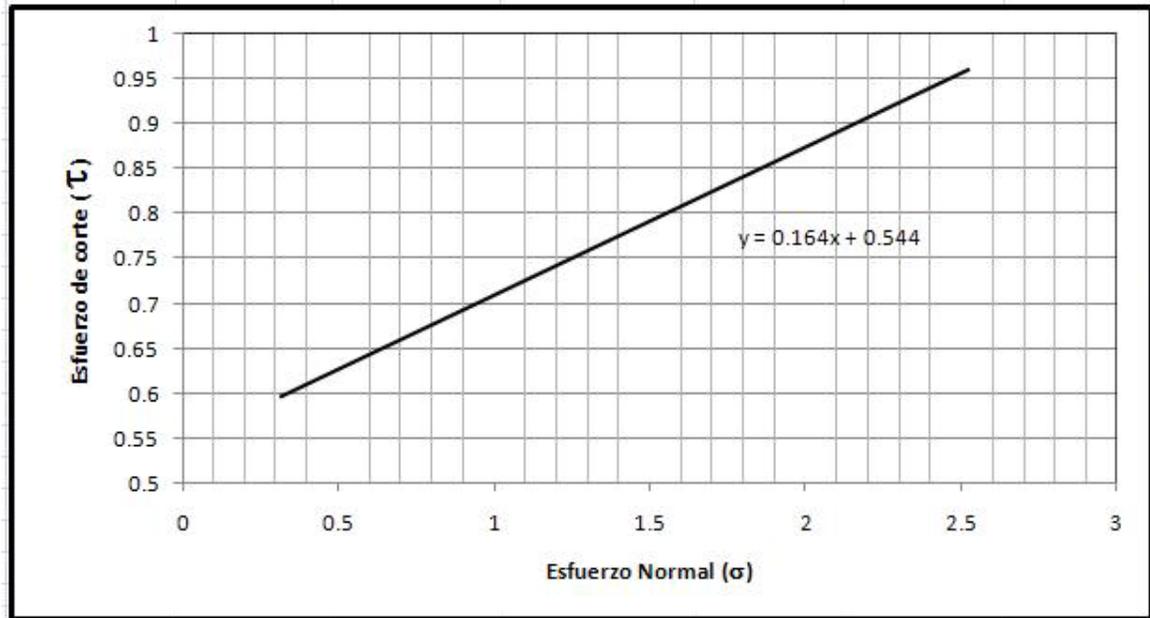
Para este caso en estudio, se cuenta con los siguientes valores a gráfica de 4 pastillas ensayadas (los esfuerzos están dados en kg/cm^2):

Tabla VII. Datos de pastillas ensayadas a corte.

Esf. Normal	Esf. Corte
0.3157	0.5398
0.63	0.6846
1.26	0.7956
2.52	0.9352

Un análisis gráfico y simple de la ecuación de *Coulomb* se da a continuación:

Figura 6. Esfuerzos gráficos de ensayo de corte directo (escala logarítmica).



PARAMETROS DE CORTE DIRECTO:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 9.50^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 5.44 \text{ T/m}^2$
--	--------------------------------------

Para la determinación de los parámetros de corte, simplemente se usa la ecuación de una recta, la cual define el valor de la cohesión C y el ángulo de fricción interna ϕ .

Vemos entonces que la ecuación que rige la recta es $y=0.164x+0.544$; de esto:

$$C = 0.544 \frac{kg}{cm^2} = 5.44 \frac{ton}{m^2}$$

Y para el ángulo de fricción interna, este es función de la tangente inversa de la pendiente de la recta, que es:

$$\phi = \tan^{-1}(0.164) \cong 9.50^{\circ}$$

Dando así conclusión a esta parte del estudio.

2.1.2.4. Análisis de resultados

Desde la clasificación del suelo hasta el comportamiento mostrado por el suelo al efecto de cargas, se ha comprobado la aplicación y utilidad de la mecánica de suelos como herramienta para el diseñador estructural; es importante mencionar que la teoría se ha mezclado con la experiencia pues, por ejemplo, la clasificación del suelo dio como resultado una arena limosa, y por literatura consultada, se sabe que el ángulo de fricción interna para este tipo de suelo es sumamente bajo. El ensayo de corte directo muestra que el ángulo de fricción interna del suelo en análisis es de tan solo 9.50° , que es un valor sumamente bajo y corresponde al tipo suelo clasificado por el ensayo.

Con todos estos ensayos se puede dar inicio a la propuesta de diseño estructural del muro; gracias a la mecánica de suelos se puede estar seguro del comportamiento del suelo cuando este entre en funcionamiento con la estructura.

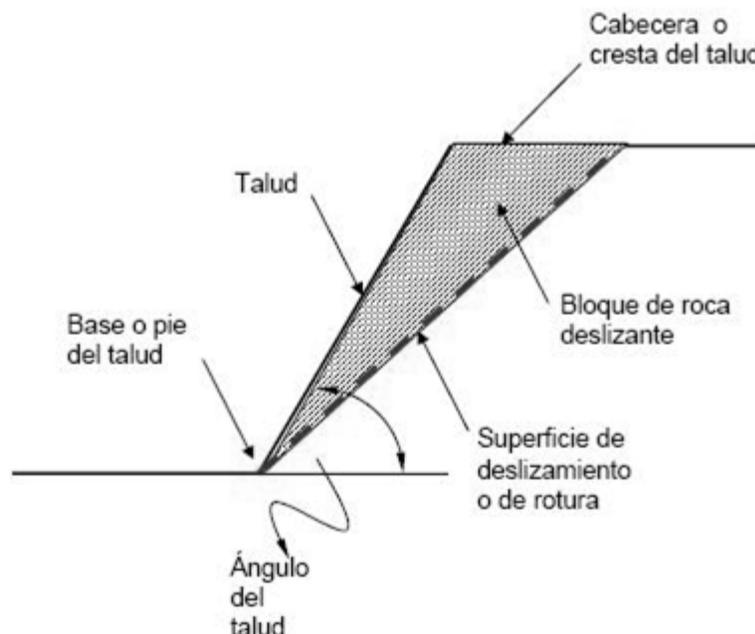
Los datos anteriores solamente corresponderán al sitio marcado de análisis, a saber el municipio de San Juan Sacatepéquez, departamento de Guatemala, Km 30.50 antiguo tramo hacia San Pedro Sacatepéquez, departamento de Guatemala.

2.1.3. Estudio básico en estabilización de taludes

Las fallas de taludes son sistemáticamente responsables de grandes daños a la propiedad pública y privada de nuestro país, debido en la mayor parte de los casos a una inadecuada apreciación del problema integral. El creciente desarrollo de proyectos viales e inmobiliarios que involucran grandes cortes, excavaciones y rellenos, requieren por razones económicas de estudios técnicos cada vez más refinados así como conocimientos más sólidos de las propiedades de suelos y rocas.

Los taludes están en general constituidos por materiales heterogéneos cuyas propiedades y comportamientos son muy variables. Esta variabilidad, sumada a la eventual presencia de agua y a eventos sísmicos, hace que el estudio de estabilidad de taludes sea un problema que requiere dominio de las propiedades de los materiales y de los mecanismos de falla.

Figura 7. Tipología básica de un talud.



2.1.3.1. Teoría básica de falla en un talud

Los estados anormales de taludes pueden dividirse en deslizamientos y fallas. Sin embargo, éstos no pueden definirse claramente, existiendo muchos estados intermedios que no pueden distinguirse entre ambos. Debido a esto, son llamados algunas veces fallas tipo deslizamiento o deslizamientos tipo falla. Sin embargo, solamente se considerarán aquí casos típicos, clasificando estas fallas desde el punto de vista de las formas de la falla, ya que éstas tienden a ocurrir súbitamente en taludes relativamente empinados y su relación con la geología no es significativa, en comparación con los deslizamientos. Por otro lado, los deslizamientos se clasifican bajo el punto de vista de la topografía, geología o forma de movimiento, pero se toman en cuenta especialmente las propiedades de las masas deslizantes con el objeto de seleccionar reconocimientos adecuados y medidas de protección.

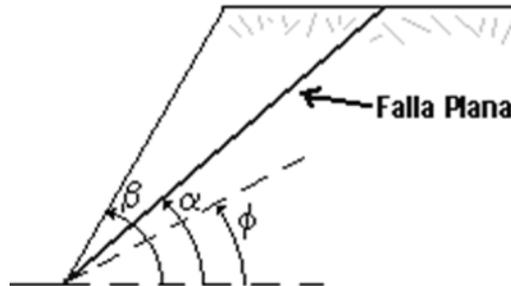
Repasando la teoría de falla en un talud las siguientes gráficas explican los planos de falla en los taludes:

Figura 8. Falla plana en tres dimensiones aflorando sobre el pie de un talud.



Fuente: Bonilla, Oscar. **Informe de inspección de taludes.** Pág. 5.

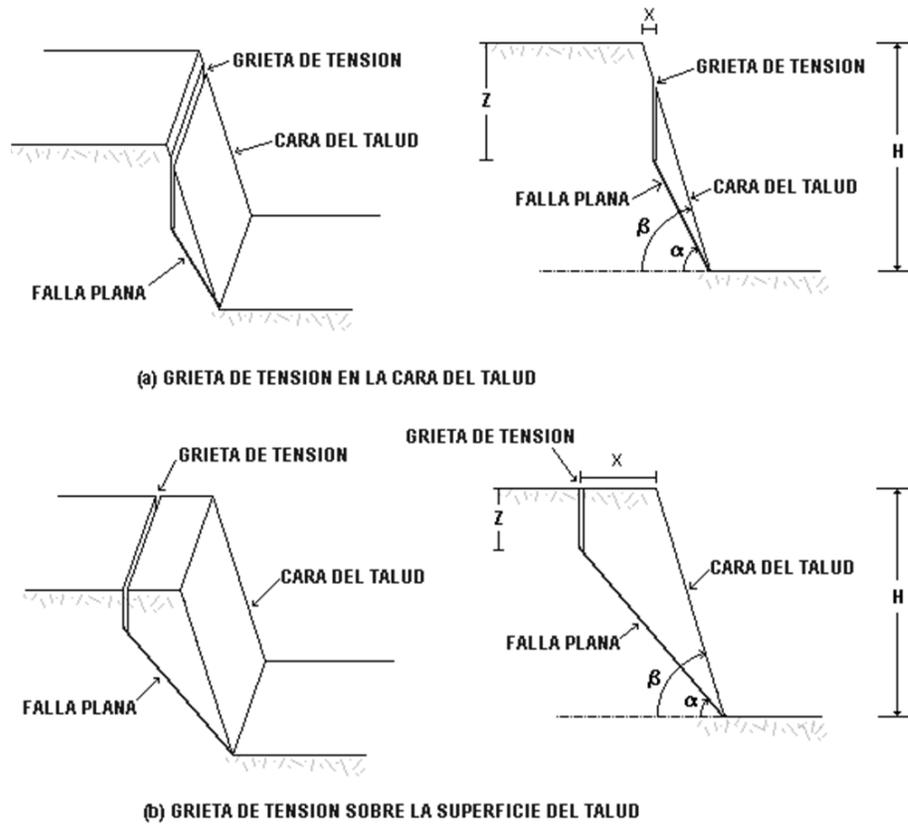
Figura 9. Falla plana aflorando en el pie del talud.



Fuente: Bonilla, Oscar. **Informe de inspección de taludes.** Pág. 5.

Para un talud, las posibles grietas que se forman antes de llegar a la falla, se muestran de acuerdo a la siguiente figura:

Figura 10. Posibles grietas que se forman antes del colapso en talud.



Fuente: Bonilla, Oscar. **Informe de inspección de taludes.** Pág. 7.

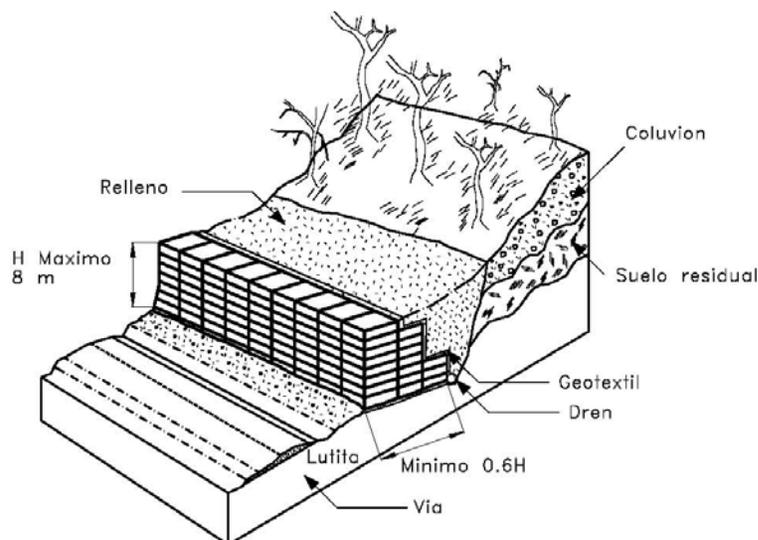
2.1.3.2. Métodos para la estabilización de un talud por medio de muros de retención

Existen varios modelos para la estabilización de taludes por medio de muros de retención, la opción a escoger generalmente es función del costo de construcción y el transporte de los materiales al lugar, sin dejar por un lado su rendimiento estructural y de calidad, así que dentro de los métodos existentes se pueden mencionar los siguientes:

2.1.3.2.1. Muro tipo gavión

Para la utilización de esta opción entra en juego la compra del geotextil, el diseño de traslape entre unidades (esto da rigidez al muro), la altura del talud, el buen criterio para la utilización óptima de la escuadrilla de la malla, el excesivo movimiento de tierra para estabilizar el talud, etc. Vemos entonces que es una solución sumamente costosa para la municipalidad, además deja de ser viable pues solo el traslado de los materiales encarecería más la obra.

Figura 11. Esquema de muro tipo gavión.

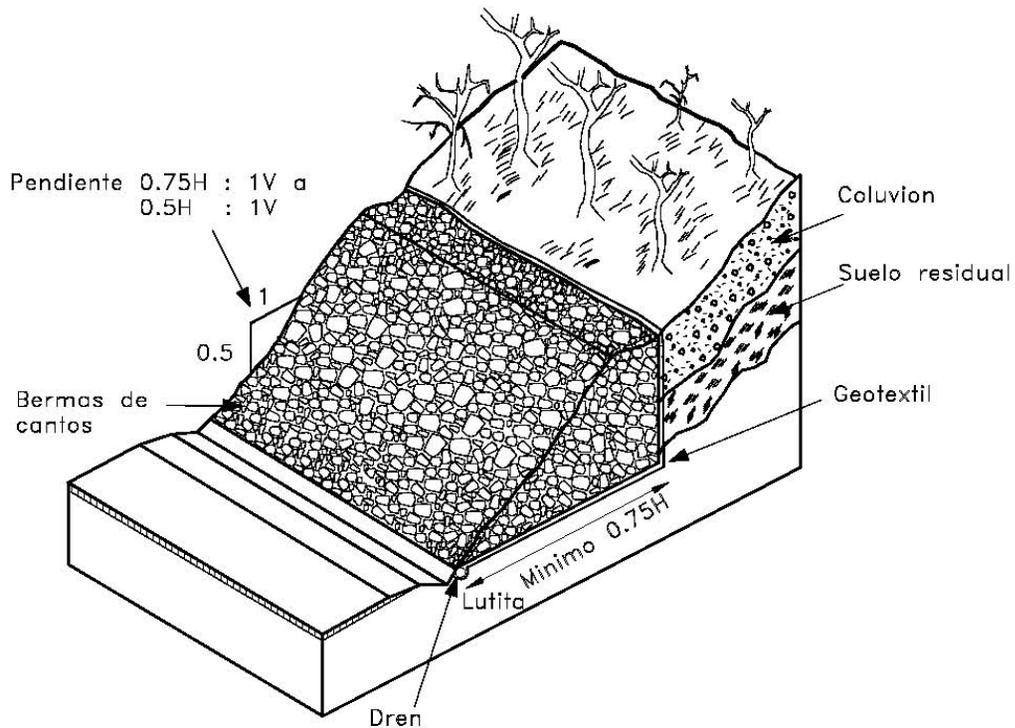


Fuente: Suarez, J. **Manual de ingeniería para el control de la erosión.** Pág. 47.

2.1.3.2.2. Muro hecho con piedra

Esta es una de las soluciones que puede conllevar un bajo costo, el problema es que la relación de pendiente que se le debe dar para tener estabilidad es muy baja y la diferencia de altura del talud que presenta el problema es muy alta, lo que llevaría a un movimiento extremo de excavaciones que encarecería al final la obra de protección, además el derecho de vía no lo permitiría pues a un costado del talud se encuentra el camino antiguo hacia el municipio de San Pedro Sacatepéquez.

Figura 12. Esquema de un muro hecho en piedra.



Fuente: Suarez, J. **Manual de ingeniería para el control de la erosión.** Pág. 52.

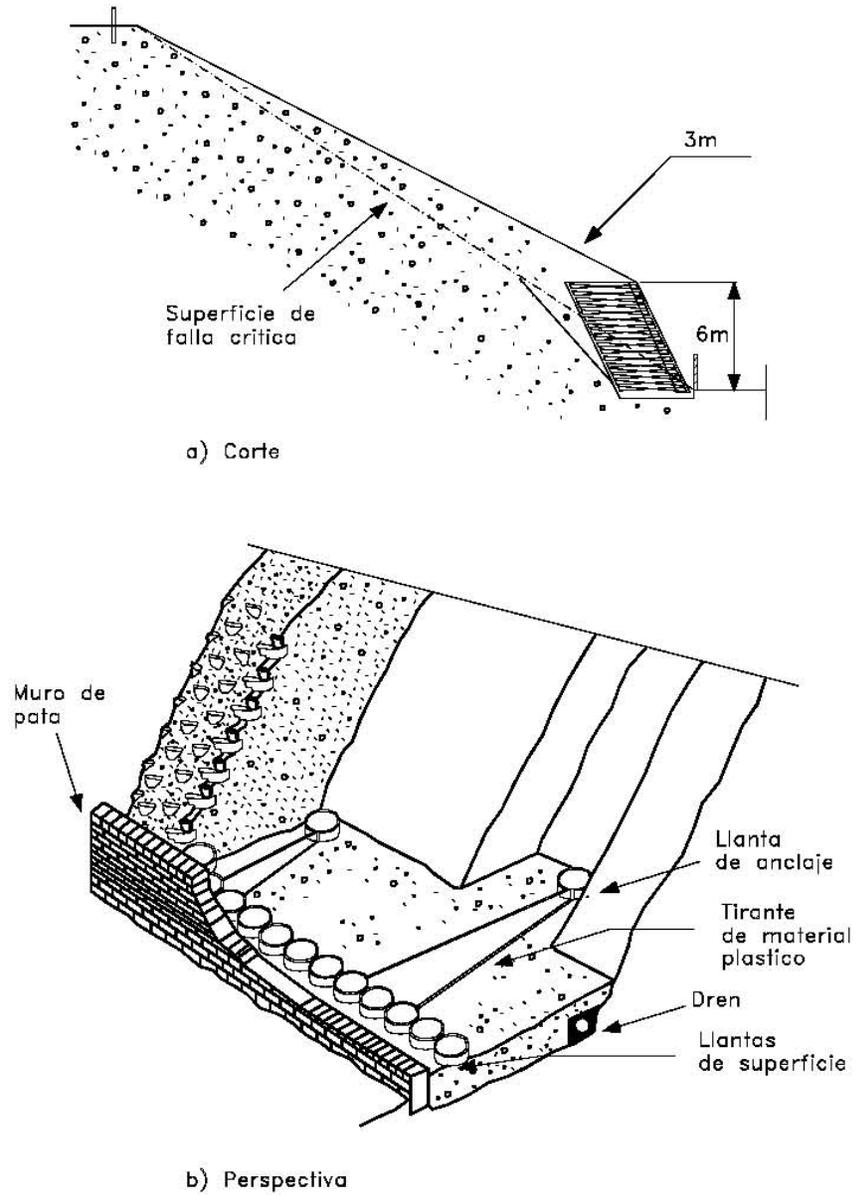
2.1.3.2.3. Muro hecho con llantas usadas

Este es un método relativamente nuevo, fue desarrollado por el ingeniero geotecnista Richard Abramson en 1996, así que en Guatemala no se ha aplicado muchas veces pero por ser un método de estabilización vale la pena mencionarlo; este método también recibe el nombre de Pneusol o Tiresoil.

Esta clase de muro consiste en rellenos de suelo con llantas de caucho usadas embebidas. Las llantas son unidas entre sí por una soga de refuerzo. Generalmente, se utilizan sogas de polipropileno y se conoce de la utilización de elementos metálicos en su construcción; generalmente el análisis interno de los muros con llantas es el de un muro armado. Tanto los elementos de anclaje como los de retención superficial del suelo son construidos con llantas usadas. Varias de las llantas en la superficie del talud están conectadas por medio de sogas de acuerdo a una determinada distribución. Como las llantas en la superficie están conectadas a las llantas de anclaje, se genera una fuerza de acción en la soga que las conecta. Si este refuerzo es lo suficientemente fuerte para no fallar a tensión y la resistencia de la extracción de la llanta es mayor que la fuerza de fricción, entonces la estructura permanecerá estable.

Al revisar la siguiente gráfica se puede apreciar que es necesario realizar un movimiento de tierras bastante extenso para poder colocar los anclajes. Esto también encarece la obra por lo tanto se descarta esta solución, además son pocas las empresas en Guatemala que pueden llevar a cabo esta clase de proyectos.

Figura 13. Muro armado con llantas usadas, utilizando llantas con tirantes como elemento de anclaje.

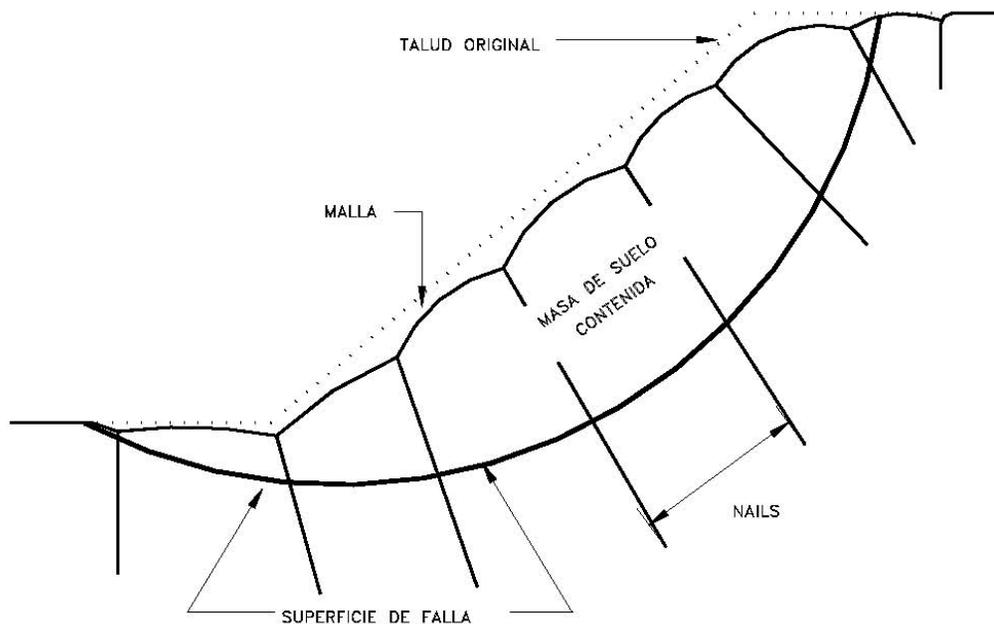


Fuente: Suarez, J. **Manual de ingeniería para el control de la erosión.** Pág. 70.

2.1.3.2.4. Micro-pilotes (Soil Nailing)

Estos sistemas son relativamente flexibles y por lo tanto resistentes a las fuerzas sísmicas. Sin embargo, el comportamiento dinámico de estas estructuras es relativamente desconocido y se requiere desarrollar sistemas de diseño sumamente complejos para sismos. Además, debe tenerse en cuenta que muchos de los procedimientos de instalación de los micro-pilotes están protegidos por patentes. Esta tecnología es utilizada especialmente para la estabilización de excavaciones temporales y taludes de gran altura.

Figura 14. Procedimiento de estabilización utilizando micro-pilotes y malla estabilizadora.



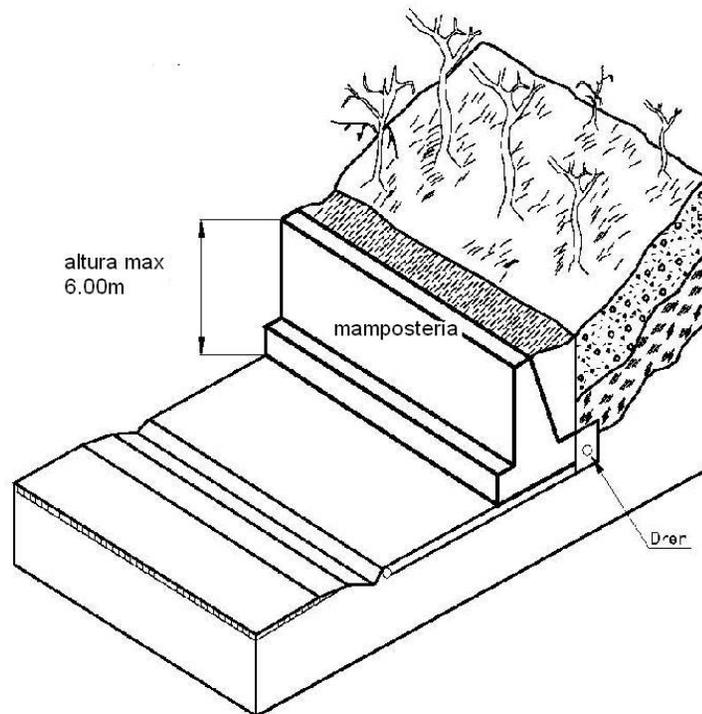
Fuente: **Manual de protección de taludes.** Pág. 105.

Esta es una de las mejores soluciones con respecto a la estabilización de taludes, el problema es que en Guatemala no contamos con muchas empresas que tienen la tecnología para la puesta del micro-pilote y esto hace imposible dicha solución para la municipalidad del municipio.

2.1.3.2.5. Muro de retención de mampostería confinada y concreto reforzado para cimiento

Esta es la solución más viable para este proyecto pues, en función de precios, los materiales no son caros y los distribuidores están dentro del perímetro urbano del municipio, es de sencilla y rápida construcción.

Figura 15. Esquema básico de muro de retención a base de mampostería y concreto reforzado.



Fuente: **Manual de protección de taludes.** Pág. 97.

El diseño, con esta solución, estará mucho mejor documentado, pues se conocen todos y cada uno de los factores y valores que encierra el mismo, tanto para el mamposte, el concreto y el acero a utilizar.

2.1.3.3. Evaluación de licuación en suelo

Los materiales sueltos, saturados con partículas del tamaño de arena están sujetos a una pérdida repentina de resistencia al corte, o bien llamada licuación cuando están expuestos a un evento sísmico. Los limos, arcillas y arenas limosas por su naturaleza no cohesiva, frecuentemente son propensos a la licuación.

Para estos materiales, el peligro de la misma está controlado por:

- La densidad del material → a menor densidad, más fácilmente se producirá la licuefacción.
- La presión de confinamiento que actúa en el material → a menor presión de confinamiento, se producirá más fácilmente la licuefacción.
- La magnitud del esfuerzo o deformación cíclica → a mayor esfuerzo o deformación, se requerirá menor número de ciclos para inducir la licuefacción.
- El número de ciclos de esfuerzo a los cuales está sujeto el material → a mayor número de ciclos mayor posibilidad que se produzca la licuefacción.

Evidentemente, los últimos dos factores son una función del evento sísmico y están más allá del control del diseñador. Sin embargo, se puede controlar la densidad, saturación y presiones de confinamiento y se puede reducir la amenaza de licuación, incorporando las instalaciones de drenaje, manteniendo todas las superficies de las pozas lejos del depósito o compactando el material durante o después de la construcción. En general, los materiales compactados a una densidad relativa de 60% o más no se licuarán. El autor Seed (1987) distingue entre el desencadenamiento de la licuación y el comportamiento

posterior a la licuación de suelos susceptibles a la misma y describe una filosofía de diseño que se seguirá aquí más adelante en el proceso de diseño. La compactación de rellenos controlados para el talud, de acuerdo a las especificaciones técnicas, ordinariamente evitará la licuefacción de los materiales de depósito para retención.

2.1.4. Normas y códigos aplicados para el diseño del muro

El diseño estructural del muro se hará con base a manuales, códigos y reglamentos, tanto nacionales como internacionales. La mención de estos textos dará la seguridad estructural y la calidad del diseño.

He aquí la lista completa de los códigos y reglamentos a utilizar de aquí en adelante para el diseño de la estructura.

1. Normas estructurales de diseño recomendadas para la república de Guatemala.
 - 1.1. AGIES NR-5: 2001 Requisitos para el diseño de obras de infraestructura y obras especiales; obras de retención.
 - 1.2. AGIES NR-9: 2001 Mampostería reforzada.
2. Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes, Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda república de Guatemala.
 - 2.1. División 200. Movimiento de tierras.
 - 2.1.1. Sección 206. Relleno para estructuras.
 - 2.2. División 250. Terraplenes estructurales.

- 2.2.1. Sección 257. Muros de retención de concreto reforzado. (conformado para mampostería).
- 2.3. División 550. Estructuras.
 - 2.3.1. Sección 566. Estructuras de Mampostería de Ladrillo o Bloque.
- 3. Código uniforme de la construcción (UBC-1997).
 - 3.1. Capítulo 21. Mampostería.
- 4. International Building Code (IBC-2006).
 - 4.1. Capítulo 21. Mampostería.
- 5. Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario (ACI-318R-08).
- 6. Structural design of masonry, Hand Book (ICC, international code council).

Las normas y reglamentos son vistos por el diseñador como requisitos mínimos para el análisis y diseño de una obra en especial. El propósito primordial es que las obras nuevas se diseñen cumpliendo pautas y resistan las solicitaciones frecuentes de manera que no sufran deterioro a causa de las mismas. Las obras que se construyan siguiendo diseños basados en normas podrán sufrir algún daño con la acción de solicitaciones extraordinarias, y de acuerdo con el nivel de protección que en ellas se aplique, pero deberán tener una probabilidad nominalmente nula de colapsar como consecuencia de la acción de las solicitaciones consideradas en el desarrollo del diseño.

Una obra de retención es un tipo de estructura que está diseñada para soportar los empujes laterales producidos por el suelo u otros materiales (agua, granos, etc.), y que retiene a dicha masa de suelo o a dichos materiales en un corte vertical o con cierta pendiente que de otra forma tendería a fallar o a deslizarse.

Las obras de retención deben diseñarse para soportar los empujes laterales producidos por el suelo, agua, sobrecargas vivas o muertas, cargas sísmicas, el peso propio del muro, los efectos de temperatura y contracción, etc., de acuerdo con los principios generales especificados en todas estas normas de aquí en adelante.

2.1.5. Diseño de muro de retención

Para dar inicio al diseño del muro es preciso catalogarlo y generalmente los muros de retención se catalogan en:

- ⇒ Muros convencionales
- ⇒ Muros de tierra estabilizados mecánicamente

Por obvias razones la clasificación se llevará a cabo bajo “muro convencional”, y este a su vez necesita ser clasificado según lo siguiente:

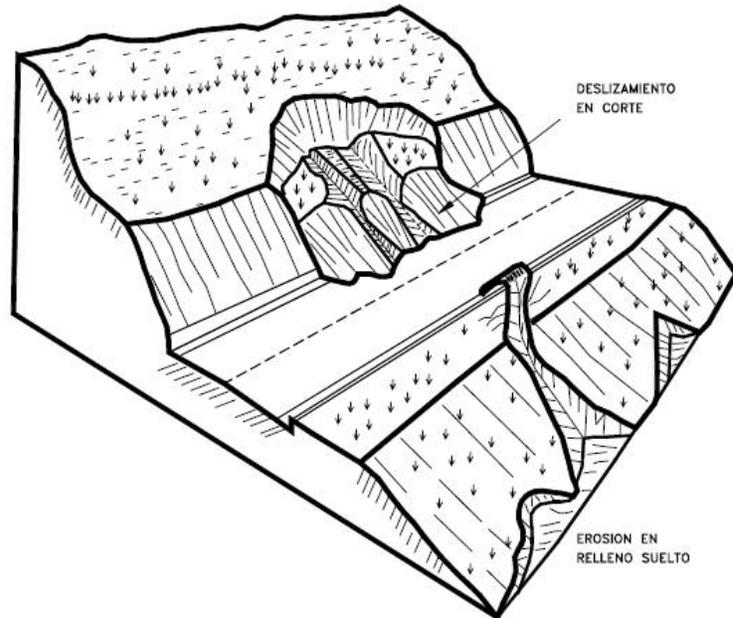
La selección del tipo de muro convencional a utilizar para contener el suelo se basará en:

- ~ la magnitud y dirección de las cargas estáticas y sísmicas que este tenga que soportar.
- ~ en la profundidad a la que se encuentre un suelo de fundación adecuado.
- ~ en la altura del talud que deberá contener.
- ~ en la cercanía de construcciones vecinas.
- ~ en la presencia de restricciones físicas.
- ~ en la magnitud de los asentamientos y deformaciones permisibles.
- ~ en la apariencia que se desea para el muro.
- ~ en la facilidad de su construcción y en su costo.

Con base a estas condicionantes se ha de escoger el muro de retención convencional tipo *voladizo*, que entre otras opciones, es el tipo de muro de retención más común y se puede utilizar en alturas que oscilan entre 3.50m a 6.00m.

Recordando la altura del talud a contener se tiene una altura total de 5.50m, por lo que se está dentro del rango.

Figura 16. Esquema básico y general de problema suscitado en tramo antiguo a San Pedro Sacatepéquez.



Fuente: **Manual de protección de taludes**. Pág. 20.

La figura muestra, en forma muy acertada y general, el problema latente en San Juan Sacatepéquez.

Este tipo de estructura de retención debe su capacidad a una combinación del peso muerto del muro, el cual incluye el peso del suelo por encima del cimiento y de la resistencia estructural del mismo. Generalmente se construyen de concreto reforzado pero también pueden construirse en mampostería confinada como en este caso en particular.

Lo anterior según dicta la norma AGIES NR-5: 2001, capítulo 3, sección 3.2.a.

Para diseñar apropiadamente este proyecto, se debe estar al tanto de los parámetros básicos del suelo, los cuales mediante ensayos de mecánica de suelos se ha llegado a conocer.

Estos parámetros entran en funcionamiento detrás del muro (suelo retenido) y del suelo debajo de la losa de la base. Esto servirá para determinar la distribución de la presión necesaria para el diseño.

Por ser este un muro convencional se puede dividir en 3 acciones el inicio del diseño, de acuerdo lo siguiente:

1. Pre-dimensionamiento del muro.
2. Aplicación de las teorías de la presión lateral de suelo al diseño.
 - a. Presión activa de suelo por medio de análisis de equilibrio al límite.
 - b. Presión pasiva de suelo por medio de la teoría de Rankine.
3. Revisiones de la estabilidad.
 - a. Chequeo por volteo respecto a la punta.
 - b. Chequeo por deslizamiento a lo largo de la base.
 - c. Chequeo por falla de capacidad de carga de la base.

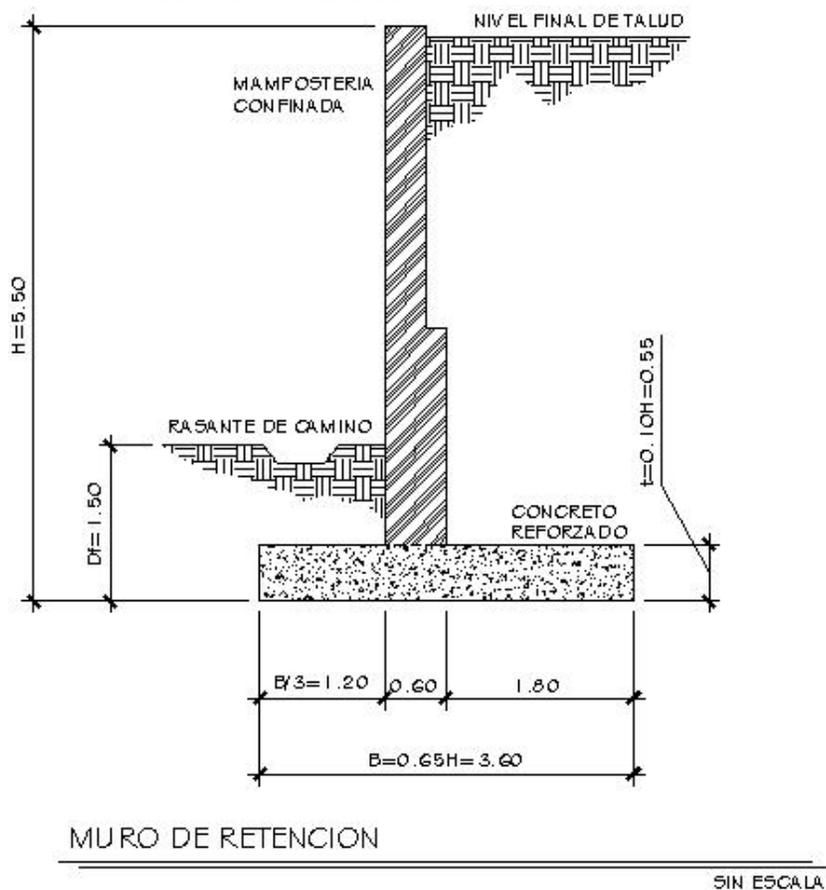
Es necesario hacer mención que el talud es homogéneo en toda su extensión, dando así un solo estrato de análisis, por lo que los datos hallados de los ensayos de la mecánica de suelos serán los mismos tanto para el material a contener como para el material a soportar bajo la cimentación del muro.

2.1.5.1. Dimensionamiento de muro

Al inicio de la mayoría de los diseños estructurales, el proyectista debe suponer algunas de las dimensiones de su propuesta, esto de acuerdo a su criterio y experiencia; esto recibe el nombre de *dimensionamiento*, que permite al proyectista revisar las secciones de prueba por estabilidad. Si estas revisiones dan resultados no satisfactorios, las secciones se cambian y se vuelven a revisar.

Es criterio del autor dar el dimensionamiento de acuerdo a su experiencia, quedando de la siguiente manera.

Figura 17. Geometría de muro de retención.



De la figura 17, se pueden denotar algunos valores, los cálculos correspondientes se dan a continuación.

Para el dimensionamiento del desplante, el autor ha utilizado un % de la altura total del muro, este % es 27% de altura total, dando como resultado:

$$Df = 0.27 * 5.50 \sim 1.50m$$

En cuanto a la base, el % de la altura total a utilizar es de 65%, dando como resultado:

$$B = 0.65 * 5.50 \sim 3.60m$$

Para la propuesta del pie, se opta por utilizar el tercio total de la base propuesta, dando como resultado:

$$Pie = \frac{B}{3} = 3.60/3 \sim 1.20m$$

Para el espesor del cimiento, se opta por un 10% de la altura total del muro, arrojando lo siguiente:

$$t = 0.10 * 5.50 \sim 0.55m$$

Vemos entonces que el criterio adoptado simplemente es función de la altura total del muro, dándole ciertos porcentajes a las demás partes del mismo para que estas tengan correlación con una de las partes más críticas del muro.

Se da por terminado el dimensionamiento del muro.

2.1.5.2. Aplicación de las teorías de la presión lateral de suelo al diseño

Los empujes que se dan en el suelo se definen en tres tipos de condición distinta:

1. Activo
2. Pasivo
3. En reposo

La condición activa es la condición límite entre el suelo y el muro, producida cuando existe una tendencia de movimiento en el sentido de expandir el suelo horizontalmente.

Para la condición pasiva se da la presión límite entre el muro y el suelo, que se produce cuando existe una tendencia de movimiento en el sentido de encoger el suelo horizontalmente.

La condición de empuje en reposo se presenta cuando el suelo se encuentra en su estado original, y en los casos en que el proceso constructivo del muro de contención permita muy poco o prácticamente ningún desplazamiento lateral del suelo, y que por lo tanto no se produzca ninguna alteración al estado de esfuerzos original del suelo.

De acuerdo a la consulta de la norma AGIES NR-5, 2001; capítulo 3, sección 3.3.1 se obtendrá más información acerca de esta condición pues la misma será omitida en este diseño.

2.1.5.2.1. Presión activa estática de suelo por medio de análisis de equilibrio al límite

Tomando en cuenta que la estructura de retención funciona como un paramento que confina el suelo, la situación más crítica ocurrirá cuando exista el mínimo desplazamiento de la misma y máxima movilización de la resistencia del suelo, que es la aplicación del empuje activo sobre el muro.

Para la determinación de este empuje se ha optado por el análisis del equilibrio límite, pues utiliza parámetros conocidos y de fácil determinación, además de abarcar las limitaciones de los métodos de Rankine y Coulumb.

El método consiste en tomar en consideración varias posiciones para la posible superficie de ruptura y para cada una de ellas determina el valor del empuje, por equilibrio de fuerzas (Figura 18). Con esto, es posible determinar la posición crítica de la superficie de ruptura y del máximo empuje correspondiente (Figura 19). Es importante hacer notar que el relleno controlado a colocar solamente será dentro de una porción de 3.50m a partir del inicio del muro de retención y que su cúspide será sin acceso (sobrecarga cero).

Se determina el ángulo crítico (ρ_{crit}), según el máximo empuje activo que actúa sobre la estructura, respetando el equilibrio de fuerzas de acuerdo con el diagrama mostrado en la figura 20.

Figura 18. Variación de la superficie de ruptura en función del ángulo crítico.

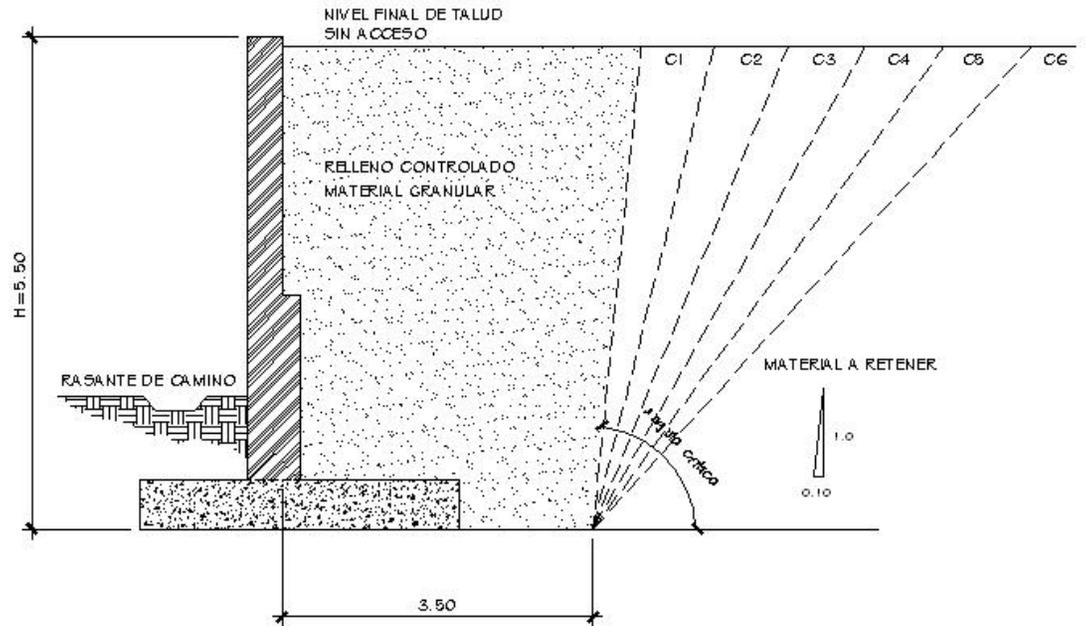


Figura 19. Variación del empuje activo en función del ángulo crítico.

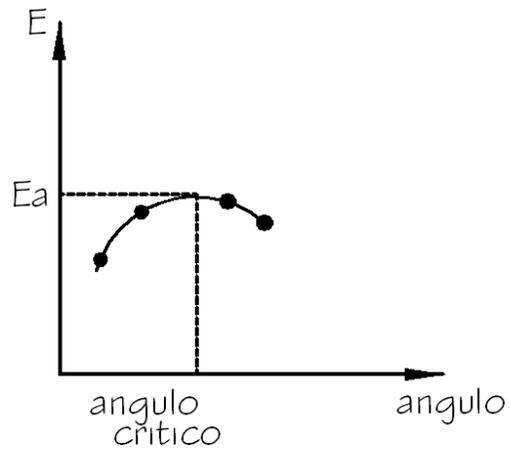
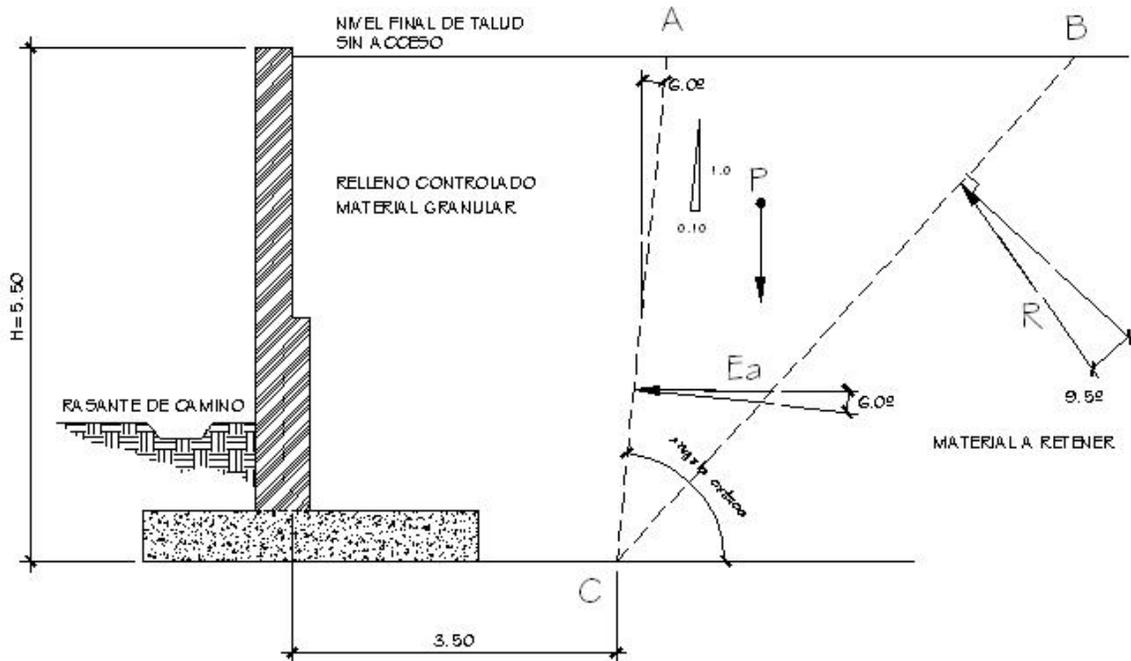


Figura 20. Diagrama que muestra el equilibrio de fuerzas en el sistema.



A partir del equilibrio de fuerzas, es posible obtener la siguiente ecuación, que se nombrará como “a”:

$$E_a = P * \frac{\sin(\rho - 9.5)}{\cos(\rho + 6.0 - 6.0 - 9.5)} \rightarrow (a)$$

Donde el valor de “ ρ ” varía en función del segmento AB del triángulo ABC . Lo mismo ocurre con el valor de “ P ” (que es el peso de la masa de suelo a contener) que varía de acuerdo con el área de ese triángulo. A partir de ahí, es posible obtener el complemento de la ecuación “a”, de acuerdo como sigue:

$$P = \gamma * \frac{H * AB}{2} \rightarrow (b)$$

$$\rho = \tan^{-1}\left(\frac{H}{AB + H * \tan(6.0^\circ)}\right) \rightarrow (c)$$

En cuanto al punto de aplicación de este empuje, se puede obtener a partir del criterio de aplicación a 1/3 de la altura total del muro que retendrá el material, siendo para este caso en particular 1.85m sobre el inicio del cimiento. Es de suma importancia recalcar que este empuje se cataloga como “*empuje estático*”, pues no se ha incluido la incidencia sísmica del suelo; este valor se obtendrá más adelante en el cálculo.

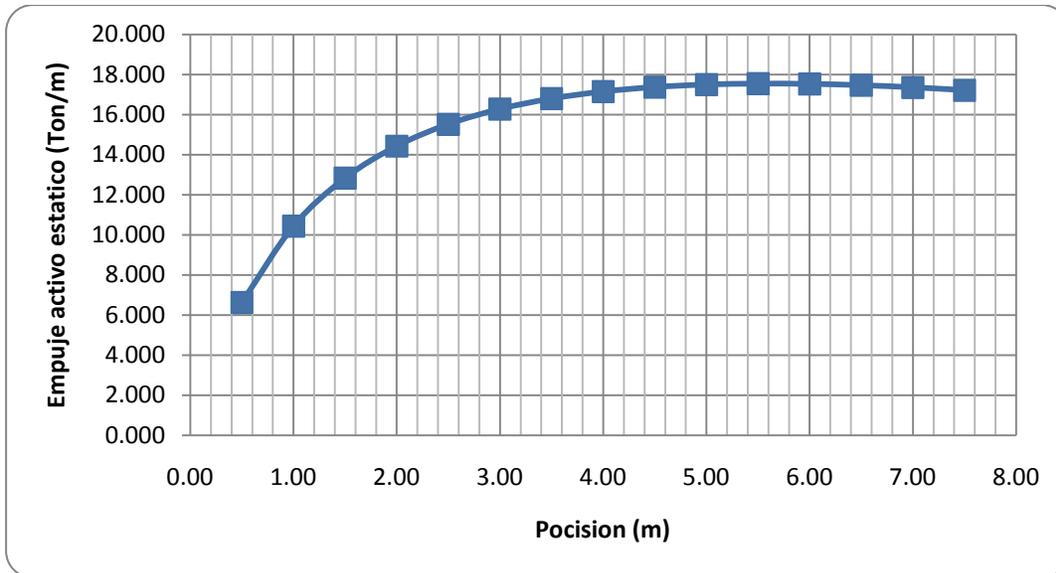
A continuación serán efectuados los cálculos para obtener el empuje activo estático del material a retener. Haciendo uso de las ecuaciones “a”, “b” & “c” se obtiene la siguiente tabla:

Tabla VII. Valores de empuje activo estático en función del ángulo de superficie de ruptura.

AB (m)	ρ (grados) (eq. "c")	P (ton/m) (eq. "b")	Ea (ton/m) (eq. "a")
0.50	78.910	2.489	6.625
1.00	73.991	4.978	10.431
1.50	69.302	7.466	12.829
2.00	64.886	9.955	14.423
2.50	60.766	12.444	15.514
3.00	56.954	14.933	16.270
3.50	53.444	17.421	16.791
4.00	50.227	19.910	17.142
4.50	47.284	22.399	17.364
5.00	44.596	24.888	17.489
5.50	42.142	27.376	17.536
6.00	39.899	29.865	17.521
6.50	37.849	32.354	17.456
7.00	35.971	34.843	17.350
7.50	34.249	37.331	17.209

Graficando los valores obtenidos de la tabla VI, se obtiene el empuje activo estático máximo:

Figura 21. Gráfico de los valores: empuje activo – largo del trecho AB.



El cual está definido de la siguiente manera:

AB (m)	ρ (grados) (eq. "c")	P (ton/m) (eq. "b")	Ea (ton/m) (eq. "a")
5.50	42.142	27.376	17.536

Como ejemplo, se realizará un cálculo utilizando las ecuaciones "a", "b" & "c"; para trecho AB=5.50m:

$$\Rightarrow \rho = \tan^{-1} \left(\frac{5.50}{5.50 + 5.50 \cdot \tan(6.0)} \right) = 42.14^\circ$$

$$\Rightarrow P = 1.81 * \frac{5.50 * 5.50}{2} = 27.37 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

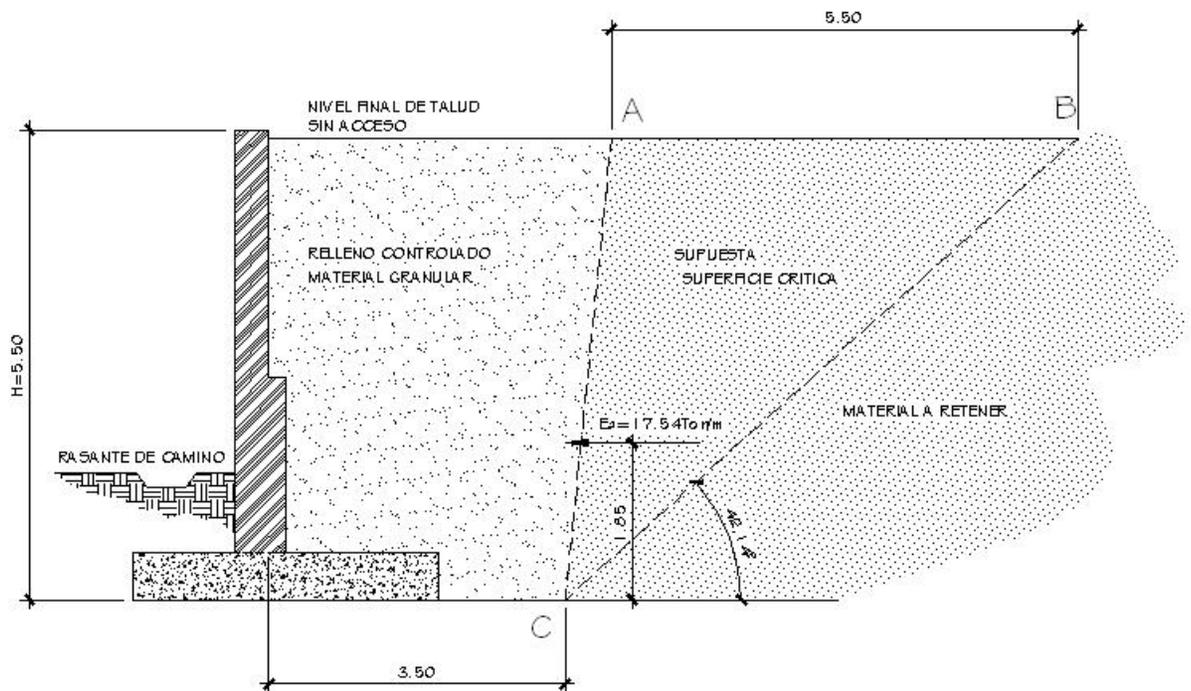
$$\Rightarrow E_a = 27.37 * \frac{\sin(42.14 - 9.5)}{\cos(6.0 + 42.14 - 6.0 - 9.5)} = 17.536 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Para definir el punto de aplicación de este empuje activo estático, se ha tomado el criterio de ubicarlo en la porción comprendida a una altura total igual al tercio de la altura del muro; quedando de la siguiente manera:

$$\text{Punto de aplicación de este empuje} = 5.50/3 = 1.85\text{m}$$

Básicamente se obtiene la siguiente gráfica generalizando los parámetros obtenidos por las ecuaciones “a”, “b” & “c” y la ubicación de la aplicación del empuje encontrado.

Figura 22. Ángulo que determina la superficie crítica de falla y empuje activo estático aplicado.

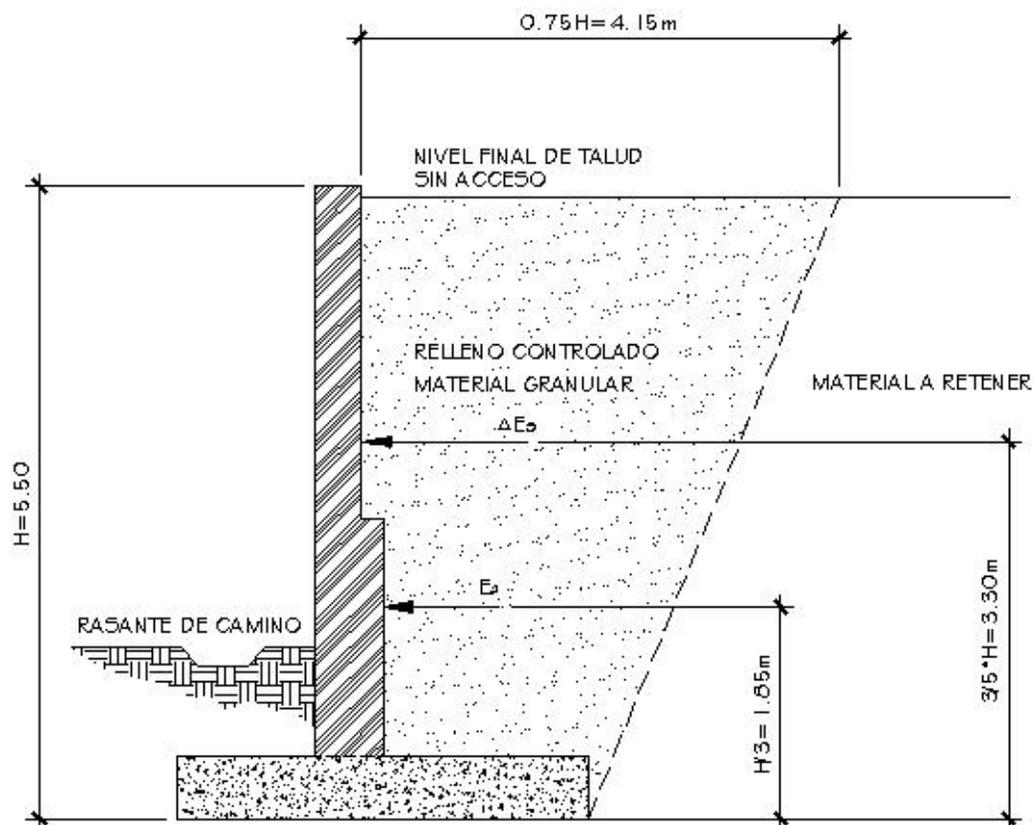


Se ha concluido la búsqueda del empuje activo estático y la ubicación de su aplicación. Ahora resta encontrar el empuje producido por la acción sísmica y su ubicación de aplicación.

2.1.5.2.2. Empuje producido por la acción sísmica y su punto de aplicación (método de Seed)

Este método es una simplificación del método desarrollado por Mononobe-Okabe, el cual es sumamente extenso y no se utilizará en este diseño; es útil para predecir el comportamiento sísmico para terrenos granulares y rellenos controlados para suelos cohesivos. He aquí la importancia de dar un relleno controlado a la estructura de retención, en este caso particular se ha de contener material cohesivo pero colocando material granular al inicio del mismo se estabiliza la estructura y se ha de comportar de manera conocida ante un sismo.

Figura 23. Bases para aplicar el método de Seed.



El método supone una superficie de rotura plana que se extiende hasta un punto "A", cuya distancia horizontal a la coronación es 0.75H (Figura 40), siendo H la altura total del muro. Se supone también que el *incremento de empuje* debido a la acción sísmica es horizontal e igual a la fuerza de inercia de la cuña del suelo, de lo que resulta:

$$\Delta E_s = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * \frac{3}{4} * s$$

Donde "s" es la medida de la aceleración máxima efectiva del terreno, especificado en AGIES NR-2:2001; capítulo 3, cuadro 3.2. La fuerza ΔE_s se supone actuando a una cota igual a 3/5*H por encima del plano de cimentación.

AGIES hace una distinción recomendada en sismos para diseño estructural; la NR-2 define el sismo frecuente como un sismo que tiene alta probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la estructura, por lo que el autor lo toma como dato de diseño; además se está ubicado en zona 4.1 de macro zonificación sísmica de Guatemala.

Para este caso en particular, el incremento de empuje sísmico viene dado por:

$$\Delta E_s = \frac{1}{2} * 1.81 * 5.50^2 * \frac{3}{4} * 0.15 = 3.08 \text{ ton/m}$$

La solución total está definida por la suma algebraica del empuje activo estático más el incremento de empuje sísmico, así la ecuación final queda de la siguiente manera:

$$E_{at} = \Delta E_s + E_a$$

Para integrar el valor sísmico con el valor estático, se define la siguiente fórmula, que localiza la resultante de ambas fuerzas con la expresión:

$$z = \frac{\left(\frac{3}{5}H\right)(\Delta E_s) + \left(\frac{H}{3}\right)(E_a)}{\Delta E_s + E_a}$$

Donde al sustituir valores, los cuales todos son conocidos, se localiza la resultante de ambas fuerzas; para este caso:

$$z = \frac{3.30 * 3.08 + 1.85 * 17.54}{3.08 + 17.54} = 2.05m$$

Y el empuje total está valuado en:

$$E_{at} = 3.08 + 17.54 = 20.62 \frac{ton}{m}$$

Este será el valor a emplear como la fuerza de volteo total ejercida en la estructura.

Además, es posible obtener el coeficiente de empuje activo (que incluye sismo) por medio de:

$$E_{at} = V = \frac{\gamma * Ka * H^2}{2}$$

$$Ka = 0.75 \rightarrow \text{sismo incluido}$$

2.1.5.2.3. Presión pasiva estática de suelo por medio de análisis de teoría de Rankine

Con relación al empuje pasivo, su contribución ocurrirá en los casos en que la estructura se presente cimentada. Sin embargo, deberá ser utilizado con criterio, pues su valor contribuye en la estabilización de la estructura de retención y se deberá asegurar su presencia a lo largo del tiempo. Esto porque, en los casos en que esa profundidad de cimentación sea removida, la estabilidad de la estructura de retención será comprometida.

Como el empuje pasivo, en general, corresponde a acciones de carga inferiores con respecto a los empujes activos, se admite la utilización de métodos más simples (Rankine) para su determinación, esto sin comprometer la exactitud de los resultados, de esto:

$$P_p = \frac{1}{2} * \gamma * Df^2 * K_p$$

Donde:

$$K_p = \tan^{-1} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2} \right) = \frac{1 + \sin \theta}{1 - \sin \theta} = \frac{1 + \sin 9.50}{1 - \sin 9.50} \cong 1.40$$

De esto, se obtiene:

$$P_p = \frac{1}{2} * 1.81 * 1.50^2 * 1.40 = 2.85 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

2.1.5.3. Revisiones de la estabilidad para muro de retención

Para la revisión de estabilidad de la estructura de retención, es necesario hacer cumplir parámetros que deberán satisfacer factores de seguridad propuestos por códigos y normas; para este caso en particular, se cumplirá AGIES NR-5: 2001, capítulo 3, sección 3.5.2. Recordando que se optó por escoger una carga de sismo básico, los parámetros a cumplir son:

- 1) Revisión por *volteo* respecto a la punta.
- 2) Revisión por *falla de deslizamiento* a lo largo de la base.
- 3) Revisión por *falla de capacidad de carga* de la base.

He aquí la descripción del procedimiento para revisar el volteo, deslizamiento y falla por capacidad de carga.

2.1.5.3.1. Revisión por volteo respecto a la punta

Esta revisión requiere calcular el cociente entre momento resistente y momento actuante en la estructura; estos momentos son, respectivamente, el que provoca el peso de la estructura y el que provoca las presiones activas (momento de volteo).

Es importante recalcar que la norma AGIES NR-5:2001, capítulo 3, sección 3.5.2. Requisitos de estabilidad, considera que el relleno detrás del muro ya se encuentra colocado hasta su nivel final y que el incremento por sismo se analiza conjuntamente con la carga estática aplicados en el muro. Es criterio del autor calcular los factores de seguridad por separado y luego hacerlo

en conjunto, esto porque en estado estático debe cumplir aunque no haya sismo actuando en el muro.

Se prepara la siguiente tabla para determinar el peso de la estructura, refiérase a la figura 24 para una mejor comprensión.

Nótese que el peso específico del mamposte se tomará como $1600 \frac{kg}{m^3}$.

Figura 24. Sección transversal de muro de contención, mostrando secciones para cálculo de momento resistente.

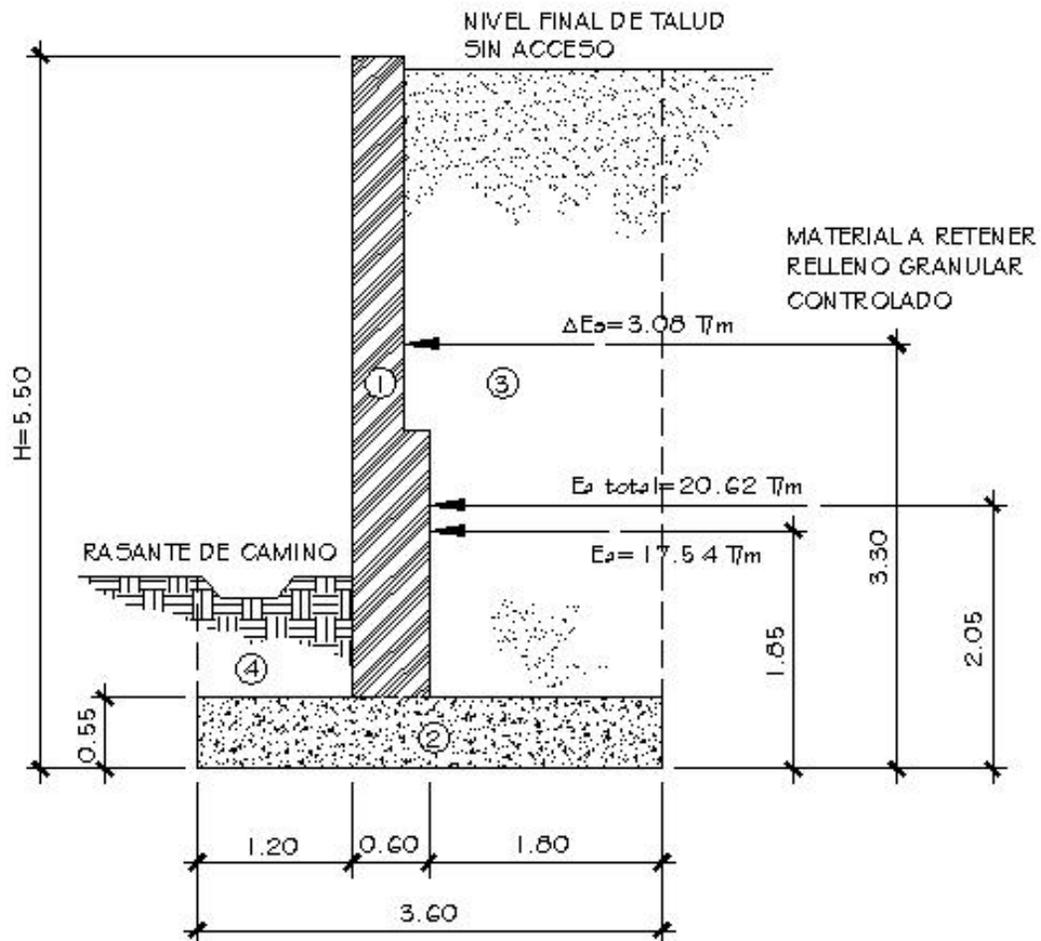


Tabla VIII. Momentos resistentes en el muro de retención.

# sección	área (m ²)	peso/unidad de longitud (ton/m)	brazo de momento medido desde punta (m)	momento (ton-m)	
1	2.97	4.75	1.50	7.13	
2	1.98	4.75	1.80	8.55	
3	9.90	17.92	2.60	46.59	
4	1.14	2.06	0.60	1.24	
		ΣW	29.49	Σ	63.51
				Mr	63.51

⇒ Factor de seguridad contra volteo por carga estática

$$Mv = 17.54 * \frac{5.50}{3} = 32.16 \text{ ton} - m$$

$$FS_{volteo} = \frac{63.51}{32.16} = 1.97 > 1.5 \rightarrow ok$$

⇒ Factor de seguridad contra volteo por carga sísmica

$$Mv = 3.08 * \frac{3}{5} * 5.50 = 10.16 \text{ ton} - m$$

$$FS_{volteo} = \frac{63.51}{10.16} = 6.24 > 1.5 \rightarrow ok$$

⇒ Factor de seguridad contra volteo (total)

$$Mv = 20.62 * 2.05 = 42.27 \text{ ton} - m$$

$$FS_{volteo} = \frac{63.51}{42.27} = 1.51 > 1.5 \rightarrow ok$$

De lo anterior, se ha cumplido con factor recomendado por norma.

2.1.5.3.2. Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base

El propósito de efectuar un análisis de estabilidad contra deslizamiento es el de calcular la seguridad de la estructura contra una potencial falla debida a una deformación horizontal excesiva. El potencial de una falla por deslizamiento puede ser calculado comparando las fuerzas aplicadas de corte contra las fuerzas resistentes de corte disponibles a lo largo de una superficie de falla a nivel de la cimentación del muro, esto es, tomando en cuenta los parámetros encontrados por el análisis de la mecánica de suelos.

La presión pasiva presentada se calculó tomando en cuenta únicamente la distancia entre la rasante del camino y el inicio del cimiento, dando como resultado lo siguiente:

$$P_p = \frac{1}{2} * 1.81 * 1.50^2 * 1.40 = 2.85 \frac{ton}{m}$$

Calculando fuerza de fricción:

$$F_f = \mu * W = 0.45 * 29.49 = 13.27 \text{ ton}$$

Efectuando la revisión:

$$FS_D = \frac{P_p + F_f}{E_a} = \frac{2.85 + 13.27}{20.62} = 0.78 < 1.50 \rightarrow NO$$

Se muestra que ha sido insatisfactorio el chequeo por deslizamiento; esto en parte a que la fórmula utilizada para el cálculo del empuje pasivo no ha tomado en cuenta todos los parámetros envolventes a la mecánica de suelos del lugar; para tomarlos en consideración se debe de agregar a la fórmula la incidencia por parte de cohesión encontrada en el material.

Recuerde que al inicio del diseño se mencionó que el muro cuenta con un solo estrato de suelo a contener, por lo tanto el suelo por debajo del cimiento también tendrá el mismo conjunto de parámetros que el suelo a contener por la cortina.

De esta forma, la fórmula modificada para el cálculo del empuje pasivo queda:

$$P_p \text{ modificada} = 2.85 + 2 * C * D_f * \sqrt{K_p}$$

$$P_p \text{ modificada} = 2.85 + 2 * 5.44 * 1.50 * \sqrt{1.40}$$

$$P_p \text{ modificada} = 22.16 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Repitiendo el cálculo:

$$FS_D = \frac{P_p \text{ modificada} + F_f}{E_a} = \frac{22.16 + 13.27}{20.62} = 1.72 > 1.50 \rightarrow \text{ok}$$

Es de esperarse también que para la situación de no existir sismo también cumpla el factor, por obvias razones no se hará este cálculo.

De lo anterior, se ha cumplido con factor recomendado por norma.

Esta consideración resulta de suma importancia, pues un gran porcentaje de fallas en los muros se debe a esta causa. Además este chequeo indica que no es necesario la colocación de una llave o diente, el que serviría para contrarrestar empujes pasivos en la base del cimiento y que elevaría los costos del proyecto por la colocación de concreto de más para su manufactura.

2.1.5.3.3. Revisión de la falla capacidad de apoyo

La presión vertical, tal como es transmitida al suelo por cimiento del muro de retención debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo. Se observa que “ q_{punta} ” & “ q_{talon} ” son presiones *máxima* & *mínima* que han de ocurrir en los extremos de las secciones del cimiento.

Cálculo de la excentricidad existente:

$$e = \frac{B}{3} - \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_v}{W} = \frac{3.60}{3} - \frac{63.51 - 42.27}{29.49} = 0.48 \text{ m}$$

$$e = 0.48 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0.60 \text{ m} \rightarrow \text{ok}$$

Cálculo de presiones existentes en extremos de cimiento:

$$q_{\text{punta talon}} = \frac{W}{B} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B}\right) = \frac{29.49}{3.60} * \left(1 \pm \frac{6 * 0.48}{3.60}\right)$$

$$q_{\text{punta}} = 14.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{talon}} = 1.64 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

La capacidad de carga última del suelo se determina de acuerdo a:

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

Para $\phi=9.5^\circ \rightarrow N_c = 8.13, N_q = 2.36, N_\gamma = 1.13$

Además:

$$q = \gamma * D_f = 1.81 * 1.50 = 2.72 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$B' = B - 2 * e = 3.60 - 2 * 0.48 = 2.64 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1 + 40\% \left(\frac{D_f}{B'}\right) = 1 + 0.40 \left(\frac{1.50}{2.64}\right) = 1.23$$

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \phi * (1 - \sin \phi)^2 * \left(\frac{D_f}{B'}\right) = 1 + 0.233 * \frac{1.50}{2.64} =$$

1.13

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\omega^{\circ}}{90^{\circ}}\right)^2$$

$$\omega = \tan^{-1} \left(\frac{E_{at}}{W}\right) = \tan^{-1} \left(\frac{20.62}{29.49}\right) = 36.96^{\circ}$$

Entonces:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{36.96}{90}\right)^2 = 0.35$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\omega^{\circ}}{\phi^{\circ}}\right)^2 = \left(1 - \frac{36.96}{9.5}\right)^2 = 8.35$$

Por lo tanto, el valor soporte del suelo en estudio tiene el valor de:

$$q_u = 5.44 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 8.13 * 1.23 * 0.35 + 2.72 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 2.36 * 1.13 * 0.335 + \frac{1}{2} * 1.81 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 2.64 \text{ m} * 1.13 * 1 * 8.35$$

$$q_u = 45.01 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Y se concluye que:

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{q_u}{q_{\text{punta}}} = \frac{45.01}{14.75} = 3.05 > 3 \rightarrow \text{ok}$$

Con los chequeos satisfactorios se puede proseguir con la propuesta de diseño.

2.1.5.4. Diseño de la cortina

Para esta propuesta se tiene en consideración la implementación de mampostería; este material se caracteriza por ser el de mayor consumo en la construcción nacional, además de su buen precio.

Para la construcción de la estructura se propone la utilización del block con medida 20x20x40cm y una resistencia a la compresión $f' m = 75 \frac{kg}{cm^2}$. El acero a emplear deberá cumplir con una resistencia a la fluencia $f_y = 2810 \frac{kg}{cm^2}$. Especificaciones básicas y generales que se han de considerar para el inicio del proyecto.

Esta propuesta se realizará siguiendo la norma AGIES NR-5 & NR-9, todos y cada uno de sus preceptos se han de cumplir y se remitirá a códigos internacionales para ampliar el diseño.

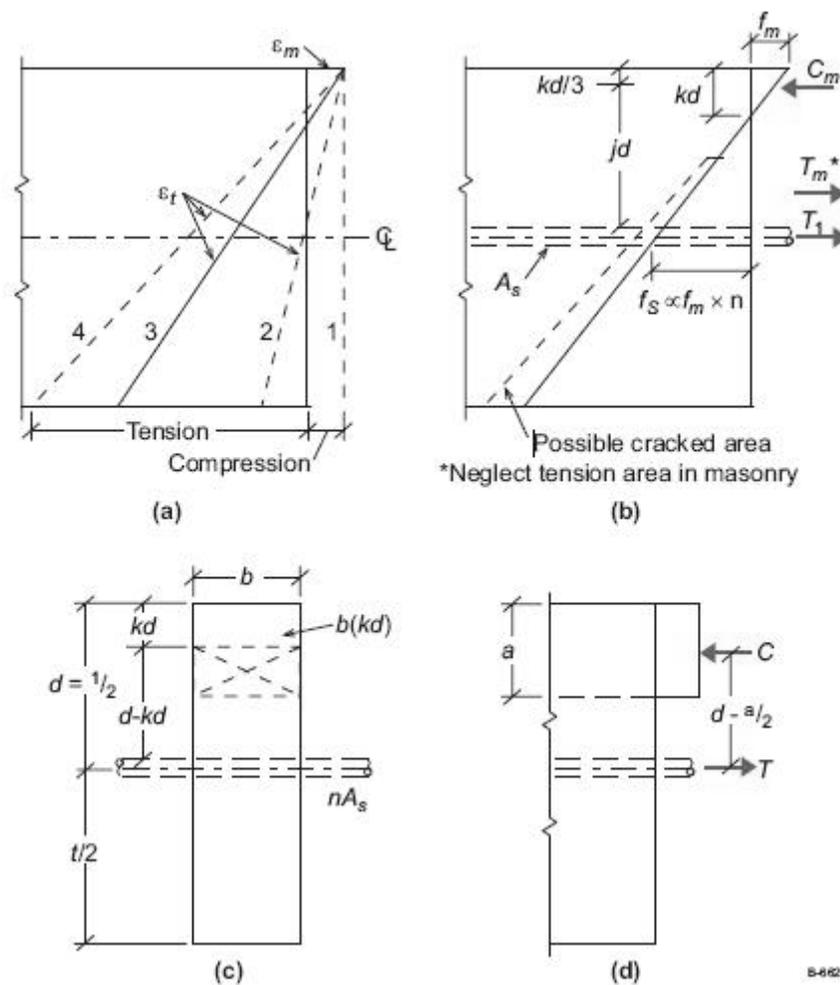
El diseño se regirá por el método de *esfuerzos de trabajo*, cuyo propósito es dimensionar los elementos estructurales de modo que puedan soportar las cargas reales que actúan sobre ellos sin que los esfuerzos unitarios en los materiales sobrepasen los límites elásticos de cada uno de estos.

Para el inicio de esta propuesta es necesario conocer ciertos valores importantes que el método elástico exige; el texto guía para esta propuesta será el CODIGO UNIFORME DE LA EDIFICACION 1997, el cual expone cada uno de estos valores, y si el lector desea profundizar en su estudio, el autor recomienda el texto Structural Design of Masonry, del ingeniero Dilip Khatri.

La base fundamental del método de esfuerzos de trabajo radica en esencia en la ley de Hook, la cual se deriva de la ecuación para las vigas enunciada por Bernoulli-Euler.

Gráficamente tenemos:

Figura 25. Suposiciones para la utilización del método elástico.



Fuente: Dilip Khatri. **Structural Design of Masonry**. Pág. 70.

Para dar comienzo es necesario conocer el valor de “j” y el valor de “fs”, para lo cual daremos uso de las siguientes fórmulas:

Ecuación	Referencia de código
$k = \frac{n}{n + \frac{fs}{fb}}$	UBC '97; 2107.2.15, eq. 7-34

Donde:

- o k → relación de la profundidad del esfuerzo de compresión en el miembro a flexión con respecto a la profundidad “d”.

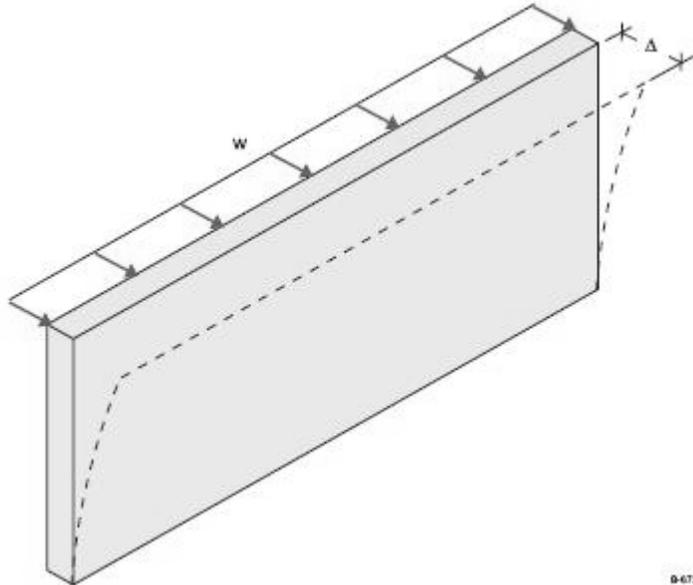
$n = \frac{Es}{Em} = \frac{2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{56250 \text{ kg/cm}^2}$ $= 36.248$	$Em = 750 * f'm$	Referencia de código
		UBC '97; 2106.2.12.1,eq.6-3 AGIES NR-9:2001 capítulo 2, sección 2.5.5

$fs = \frac{1}{2} * fy = 1405 \text{ kg/cm}^2$	Referencia de código
	UBC '97; 2107.2.11. eq.7-25 AGIES NR-9:2001 capítulo 2, sección 3.4.1.6

$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1.33 \text{ (i)}$ $fb = 1.33 * Fb * 0.50 \text{ (ii)}$ $Fb = 0.33 * f'm \text{ (iii)}$	Referencia de código
	(i) → UBC '97; 2107.2.7. eq.7-16
	(i) → se aplico criterio IBC 1605.3.2. Para complementar sismo
	(ii) → de acuerdo a ecuación (a), resolviendo para fb, con $\frac{fa}{Fa} = 0$ (son esfuerzos axiales, los que el muro no ha de soportar) (se asume que el block no es normado)
	(iii) → UBC '97; 2107.2.6. eq.7-15
	(iii) → AGIES NR-9:2001 cap. 2, sec. 3.4.1.3

Recuerde, la fuerza está aplicada **fuera del plano del muro**, que gráficamente será de esta manera:

Figura 26. Flexión fuera del plano.



Fuente: Dilip Khatri. **Structural Design of Masonry**. Pág. 83.

De lo anterior:

$$K = 36.248 / (36.248 + 1405 / 16.458) = 0.298$$

Ecuación	Referencia de código
$J = 1 - k/3 = 0.90$	UBC '97; 2107.2.15, eq. 7-35

2.1.5.4.1. Verificación del corte actuante y el corte resistente en la cortina

En función de resistencia interesa verificar el corte actuante en la base de la cortina (a una $h=4.95m$), además de tener un $k_a=0.75$ que ya incluye efectos de sismo:

$$V = 16.63 \text{ ton}$$

Si en la base de la pared se hace un levantado de sogas y se toma como inicio colocar 4 blocks juntos, se tiene:

$$t = 80.0 \text{ cm}$$

$$d = 70.0 \text{ cm}$$

Ahora se establece si la mampostería soporta el esfuerzo cortante actuante en la misma:

Ecuación	Referencia de código
$f v_{actuante} = \frac{V}{b * j * d}$	UBC '97; 2107.2.17, eq. 7-37
$F v_{mamposte} = 0.35 \sqrt{f' m}$	AGIES NR-9:2001 capítulo 3, sección 3.4.1.4 UBC '97; 2107.2.8, eq. 7-17

$$f v_{actuante} = 2.64 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F v_{mamposte} = 3.03 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo permisible es mayor que el esfuerzo actuante, por lo que el espesor adoptado del muro al inicio es efectivo y este soporta las sollicitaciones de corte esperadas.

Ahora se procede a determinar la cantidad de acero de refuerzo necesario para resistir el momento flector.

2.1.5.4.2. Determinación del momento flector y acero necesario para resistirlo

Iniciando a calcular la cantidad de acero de refuerzo necesario para resistir el momento flector, el cual es:

$$Mv = 20.62 * 2.05 = 42.27 \text{ ton} - m$$

De esto, el acero necesario para resistirlo es:

Ecuación	Referencia de código
$A_{S_{necesario}} = \frac{Mv}{f_s * j * d}$	UBC '97; 2107.2.15, eq. 7-32

$$A_{S_{necesario}} = 47.75 \frac{cm^2}{m}$$

El siguiente paso es determinar el número y cantidad de barras de acero de refuerzo así como la separación a la que actuarán. Recuerde que esta parte solo corresponde a la base, así que se tomarán alternativas de cierta magnitud por ser la zona de máximo momento flector.

La propuesta de acero, que puede cubrir las solicitudes anteriores con un espesor $t=80.0$ cm será:

2 # 8 con área de $10.134 \text{ cm}^2 \rightarrow s = 21.22 \text{ cm}$; pero por facilidad se espaciarán las barras @ 20.00 cm

Esta es una solución sumamente óptima, pues 2 # 8 da un área de acero por metro de 50.67 cm^2 , que cubre satisfactoriamente el área solicitada de 47.75 cm^2 (colocando 6% más de lo necesario, pero compensando la distribución del acero colocándolo un agujero sí y uno no en los blocks).

El área de acero horizontal por metro de altura de cortina será para la base la siguiente:

Ecuación	Referencia de código
$A_{s_h} = 0.0007 * b * t$	AGIES NR-9:2001 capítulo 3, sección 3.3.6.

$$A_{s_h} = 7.56 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se proponen 4 # 4 + 4 # 3 (7.91 cm^2), distribuidas en 1 solera de 80x25cm.

Para los estribos y eslabones se espaciarán de acuerdo a norma AGIES NR-9:2001 capítulo 4, sección 4.3.6.

*Seguidamente se diseña el resto de la cortina **iniciando el proceso desde la parte superior** de la misma.*

Si se considera la propuesta de un armado con 1 # 4 @ 40.00cm (en la parte de arriba). ¿Cuánto resiste el refuerzo?

- $t = 20 \text{ cm} \rightarrow$ 1 block colocado de soga
- $d = 10 \text{ cm}$
- Barra # 4
- @ 40.00 cm

El área de acero adoptada y el momento resistente son inmediatos, de acuerdo a lo anterior se obtiene:

$$A_s = 3.17 \text{ cm}^2$$

$$M_{resistente} = A_s * f_s * j * d = 0.40 \text{ ton} - \text{m}$$

Lo que se necesita saber es hasta qué profundidad el refuerzo asumido resiste el momento y luego definir si esto cumple con el esfuerzo de corte permisible de la mampostería.

Proponiendo una altura $h=1.20\text{m}$ y teniendo como coeficiente activo $k_a=0.75$ (total de empuje) se obtiene un momento de volteo nuevo, a saber:

$$M_{v-1.20} = \gamma_s * k_a * \frac{h^3}{6} = 0.39 \text{ ton} - m$$

A la diferencia que existe entre el momento de volteo y el momento resistente es: (-) 0.01T-m.

El momento resistente es mayor al de volteo, por lo tanto la altura adoptada resulta satisfactoria.

Se procede a calcular el esfuerzo cortante en la mampostería que sigue de esta manera:

$$fv_{actuante} = \frac{1810 * 0.75 * 1.20^2 * 0.50}{100 * 0.90 * 10} = 1.09 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Fv_{mamposte} = 3.03 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo de corte actuante es menor que el permisible, por lo que la propuesta anterior está bien; la misma resiste la colocación de 5 hiladas de block y una solera armada. Con esta solución se avanza un aproximado del 25% de la altura de la cortina.

El área de acero horizontal es:

$$As_h = 0.70 \text{ cm}^2$$

Con una propuesta de 2 # 3 (1.40cm²) para la solera de corona.

Ahora se procede a estimar la **parte central (a)** de la pared variando su espesor colocando 2 blocks de soga y armando con # 5 @ 20.00cm. ¿Cuánto resiste el refuerzo?

- $t = 40 \text{ cm} \rightarrow$ 2 blocks colocados de soga
- $d = 30 \text{ cm}$
- Barra # 5
- @ 20.00 cm

El área de acero adoptada y el momento resistente son inmediatos. De acuerdo a lo anterior se obtiene:

$$A_s = 9.895 \text{ cm}^2$$

$$M_{resistente} = A_s * f_s * j * d = 3.75 \text{ ton} - m$$

Se necesita saber de nuevo hasta qué profundidad el refuerzo asumido resiste el momento nuevo y luego concretar si esto cumple con el esfuerzo de corte permisible de la mampostería.

Proponiendo de nuevo una altura $h=1.20\text{m}$ (a partir de la última altura, para tener una $h=2.40\text{m}$) se obtiene un momento de volteo nuevo, a saber:

$$M_{v-2.40} = \gamma_s * k_a * \frac{h^3}{6} = 3.13 \text{ ton} - m$$

La diferencia existente entre el momento de volteo y el momento resistente es: (-) 0.62 T-m.

El momento resistente es mayor al de volteo, por lo tanto la altura adoptada resulta satisfactoria.

Ahora se procede de nuevo a calcular el esfuerzo cortante en la mampostería, sigue de esta manera:

$$fv_{actuante} = \frac{1810 * 0.75 * 2.40^2 * 0.50}{100 * 0.90 * 30} = 1.45 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Fv_{mamposte} = 3.03 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo de corte actuante es menor que el permisible, por lo que la propuesta anterior está bien; la misma resiste la colocación de 5 hiladas de block y una solera armada. Con esta solución se avanza un aproximado del 52% de la altura de la cortina.

El área de acero horizontal es:

$$As_h = 2.80 \text{ cm}^2$$

Con una propuesta de 4 # 3 (2.85cm²) para la solera de intermedia 1.

De nuevo se procede a estimar la **parte central (b)** de la pared variando su espesor colocando 3 blocks de soga y armando con # 7 @ 20.00cm. ¿Cuánto resiste el refuerzo?

- $t = 60 \text{ cm} \rightarrow$ 3 blocks colocados de soga
- $d = 50 \text{ cm}$
- Barra # 7
- @ 20.00 cm

El área de acero adoptada y el momento resistente son inmediatos, de acuerdo a lo anterior se obtiene:

$$A_s = 19.39 \text{ cm}^2$$

$$M_{resistente} = A_s * f_s * j * d = 12.26 \text{ ton} - \text{m}$$

Se necesita saber de nuevo hasta qué profundidad el refuerzo asumido resiste el momento nuevo y luego concretar si esto cumple con el esfuerzo de corte permisible de la mampostería.

Proponiendo de nuevo una altura $h=1.20\text{m}$ (a partir de la última altura, para tener una $h=3.60\text{m}$) se obtiene un momento de volteo nuevo, a saber:

$$M_{v-3.60} = \gamma_s * k_a * \frac{h^3}{6} = 10.55 \text{ ton} - \text{m}$$

La diferencia existente entre el momento de volteo y el momento resistente es: (-) 1.71 T-m.

El momento resistente es mayor al de volteo, por lo tanto la altura adoptada resulta satisfactoria.

Ahora se procede de nuevo a calcular el esfuerzo cortante en la mampostería, sigue de esta manera:

$$fv_{actuante} = \frac{1810 * 0.75 * 3.60^2 * 0.50}{100 * 0.90 * 50} = 1.95 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Fv_{mamposte} = 3.03 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo de corte actuante es menor que el permisible, por lo que la propuesta anterior está bien; la misma resiste la colocación de 5 hiladas de block y una solera armada. Con esta solución se avanza un aproximado del 75% de la altura de la cortina.

El área de acero horizontal es:

$$As_h = 4.20 \text{ cm}^2$$

Con una propuesta de 6 # 3 (4.28cm²) para la solera de intermedia 2.

La parte restante del muro es la base, la cual se calculó al principio. Esta quedará con una altura de 1.35m colocándose 4 blocks de sogá.

2.1.5.4.3. Determinación de longitudes de desarrollo para pared

Los esfuerzos en las barras deben transmitirse al concreto mediante la adherencia entre el acero y el concreto antes de que se puedan ceder las mismas. En este caso deben prolongarse cierta distancia dentro del apoyo y hacia el elemento en flexión para anclarla o desarrollar su resistencia.

Puede definirse como la longitud mínima de empotramiento de una barra que es necesaria para que trabaje a su esfuerzo de fluencia más cierta distancia adicional que garantiza la tenacidad del miembro.

La ecuación para determinar la longitud de desarrollo será la siguiente, tanto para longitud embebida (l_{dh}) muro-cimiento, como para longitud de anclaje (l_d) dentro del cimiento.

Ecuación	Referencia de código
$l_{dh} = \frac{f_y * d_b}{17.2 * \sqrt{f_c}} > 8d_b$	ACI 318S-05, capítulo 21, sección 21.5.4.1.
$l_d = \frac{f_y * d_b}{3.5 * \sqrt{f_c}} > 30.0 \text{ cm}$	ACI 318S-05, capítulo 12, sección 12.2.3.

$$l_{dh} = \frac{2810 * 2.54}{17.2 * \sqrt{210}} \sim 30.0 \text{ cm} > 21.0 \text{ cm}$$

$$l_d = \frac{2810 * 2.54}{3.5 * \sqrt{210}} \sim 1.40 \text{ m} > 30.0 \text{ cm}$$

2.1.5.5. Diseño del talón

La presión lateral del suelo tiende a hacer girar el muro de retención alrededor de su punta. Esto tiende a levantar el talón contra el relleno. El relleno empuja hacia abajo sobre el voladizo del talón, generando tensión en su parte superior. La mayor fuerza aplicada al talón de un muro de retención es el peso hacia abajo del relleno detrás del muro.

Las cargas hacia abajo tienden a empujar el talón de la zapata también y la reacción hacia arriba necesaria para mantenerlo unido a la pared es proporcionada por su refuerzo vertical en tensión que se prolonga dentro de la zapata una distancia " l_{dh} ".

El valor de " V_u " se determina en la cara de la pared, esto debido a las cargas hacia abajo que actúan en ella. Esta fuerza es de tal magnitud que rige el espesor del cimiento. Como la carga consiste en suelo y concreto, se utiliza un factor de carga de 1.4 para efectuar los cálculos.

Es importante hacer mención que la ubicación de las barras en el talón debe estar en la parte superior de la zapata. En consecuencia, la longitud de anclaje (l_d) requerida para estas *barras superiores* puede llegar a ser bastante grande.

2.1.5.5.1. Revisión del corte

La presión del suelo hacia arriba conservadoramente se ha de despreciar, por lo que el cortante último se define:

$$V_u = (H - t) * l * \gamma_s * FC + t * l * \gamma_c * FC$$
$$V_u = 4.95 * 1.60 * 1.81 * 1.4 + 0.55 * 1.60 * 2.40 * 1.4 = 23.03 \text{ ton}$$

Valor que se ha de comparar con la resistencia al cortante proporcionada por el concreto, de acuerdo a:

Ecuación	Referencia de código
$\theta v_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$	ACI 318S-05, Capítulo 11, sección 11.3.1.2.

$$\theta v_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Recordando que:

$$d = \text{espesor "t" - recubrimiento}$$

Y el recubrimiento mínimo especificado por ACI 318S-05, Capítulo 7, sección 7.7.1. (a). es de 7.50 cm. Valor que se utilizará para los cálculos; de esto:

$$\theta v_c = 31.00 \text{ ton}$$

Se observa que:

$$\theta v_c > V_u \rightarrow ok$$

2.1.5.5.2. Cálculo de momento flector

El momento registrado en la cara de la pared es:

$$M_u = V_u * \frac{l}{2} = 18,424.0 \text{ kg} - \text{m}$$

De lo anterior se ha de obtener el área de acero correspondiente para cubrir la sollicitación, luego de esto se confrontará con el área de acero mínima establecida por reglamento.

2.1.5.5.3. Determinación de acero para refuerzo principal

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85 * f'c}{f_y}$$

Donde:

b	100	cm
d	47.5	cm
Mu	18424	kg-m
f'c	210	kg/cm ²
fy	2810	kg/cm ²

As	15.75	cm ² /m
----	-------	--------------------

De acuerdo al ACI 318S-05, Capítulo 10, sección 10.5.1. Se estipula que el área de acero mínimo suministrada a elementos sometidos a flexión, como en este caso, no deberá ser menor a:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d = 23.67 \frac{cm^2}{m}$$

De lo que se concluye que:

$$A_{s_{min}} > A_{s_{requerida}}$$

Por lo que se suministra el área de acero mínimo en el talón del cimiento.

- **Distribución de barras**

En cuanto a la forma de distribución, se recomienda la utilización de barras # 8, pues son las mismas que lleva la base del muro, así que habrá homogeneidad en la base de la estructura.

- Barra # 8 $\rightarrow A_s = 5.067 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Espaciada @ 20.00 cm

- **Cálculo de longitud de desarrollo**

$$l_d = \frac{2810 * 2.54}{3.5 * \sqrt{210}} \sim 1.40 \text{ m} > 30.0 \text{ cm}$$

2.1.5.5.3. Determinación de acero por temperatura

El acero por temperatura y contracción se considera normalmente innecesario en el talón y la punta. Sin embargo, al ser colocado en la dirección larga, sirve como espaciador para el acero de flexión y para formar mallas con el refuerzo.

$$A_{S_{temperatura}} = 0.002 * b * d = 9.50 \text{ cm}^2$$

Para la distribución, se recomienda la utilización de barras # 6, pues no es un cambio muy brusco de diámetros de barra en comparación con el acero por flexión y para la realización de mallas de refuerzo.

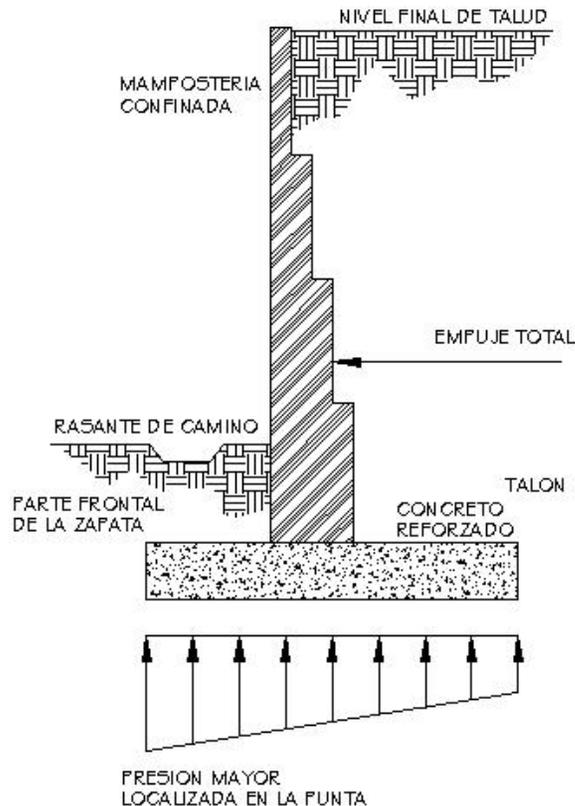
- Barra # 6 $\rightarrow A_S = 2.85 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Espaciada @ 30.00 cm

2.1.5.6. Diseño de la punta (pie)

Haciendo la suposición que la punta es una viga en voladizo desde la cara de la pared las cargas que debe soportar incluyen el peso de la losa en voladizo y la presión hacia arriba del suelo bajo de ella.

La figura 27 muestra que la presión del suelo hacia arriba es la mayor fuerza aplicada a la punta. Como esta presión es causada principalmente por el empuje total, se utiliza un factor de carga de 1.7 para cubrir esta sollicitación en los cálculos. El momento máximo para diseño se toma en la cara de la pared, aunque se supone que la fuerza cortante máxima para diseño ocurre a una distancia “d” de la cara de la pared, porque la reacción en la dirección de la fuerza cortante no introduce compresión en la punta de la zapata.

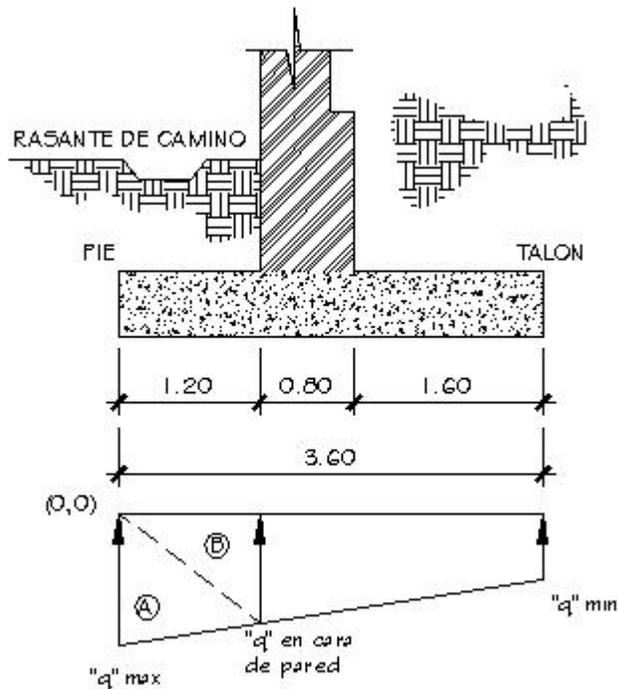
Figura 27. Presiones de suelo contra cimiento.



2.1.5.6.1. Revisión del corte

Para dar inicio a los cálculos, se han de encontrar las cargas existentes en el pie, recuerde que para cargas de servicio, las presiones de suelo antes determinadas se multiplican por un factor de carga de 1.7, pues son causadas por fuerzas laterales, vea la figura 28:

Figura 28. Diagrama de presiones de suelo contra cimiento.



Para calcular la presión en la cara de la pared, se necesita calcular primero la ecuación de la recta que se rige por los puntos dados, para este caso las presiones en el pie como en el talón; proponiendo un sistema de coordenadas al inicio del trapecio de presiones se obtienen los siguientes puntos:

- $(0, q \text{ máx.} \cdot 1.7) \rightarrow (0, 25.08)$
- $(3.60, q \text{ min.} \cdot 1.7) \rightarrow (3.60, 2.79)$

Con esto propuesto, se calcula la pendiente de la recta, luego su respectiva ecuación para terminar valuando la posición coordenada de la cara de pared, esto dará la presión en la cara de la pared.

$$m = \frac{q_{max} - q_{min}}{0 - \text{long. de zapata}} = -6.192$$

$$y - 2.79 = -6.192 * (x - 3.60)$$

$$y_x = -6.192 * x + 25.08$$

$$y_{(1.20)} = 17.65 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Esto es la presión en la cara de la pared del muro.

Ahora, el cortante actuante, simplemente es la sumatoria de las áreas de los triángulos (A & B) formados en el trapecio de presiones bajo la longitud del pie.

$$V_u = 0.5 * 1.20 * 17.65 + 0.5 * 1.20 * 25.08 = 25.64 \text{ ton}$$

Que al compararlo con el corte que resiste el concreto, se denota que es menor al resistente, por lo tanto es aceptable.

$$\theta v_c = 31.00 \text{ ton}$$

$$\theta v_c > V_u \rightarrow \text{ok}$$

2.1.5.6.2. Cálculo de momento flector

El momento generado en la cara de la pared viene dado por:

$$M_u = 10.59 * \frac{1.20}{3} + 25.64 * \frac{2}{3} * 1.20 = 24,748.0 \text{ kg} - \text{m}$$

De lo anterior se ha de obtener el área de acero correspondiente para cubrir la sollicitación, luego de esto se confrontará con el área de acero mínima establecida por reglamento.

2.1.5.6.3. Determinación de acero para refuerzo principal

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85 * f'c}{f_y}$$

Donde:

b	100	cm
d	47.5	cm
M	24748	kg-m
f'c	210	kg/cm ²
f _y	2810	kg/cm ²

A _s	21.36	cm ² /m
----------------	-------	--------------------

De nuevo se utiliza al ACI 318S-05, capítulo 10, sección 10.5.1. El área de acero mínimo suministrada a elementos sometidos a flexión, como en este caso, no deberá ser menor a:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d = 23.67 \frac{cm^2}{m}$$

De lo que se concluye que:

$$A_{s_{min}} > A_{s_{requerida}}$$

Por lo que se suministra el área de acero mínimo en el pie del cimiento.

- **Distribución de barras**

En cuanto a la forma de distribución, se recomienda la utilización de barras # 8, pues son las mismas que lleva la base del muro y el talón de la zapata, así que habrá homogeneidad en la base de la estructura.

- Barra # 8 $\rightarrow A_s = 5.067 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Espaciada @ 20.00 cm

- **Cálculo de longitud de desarrollo**

$$l_d = \frac{2810 * 2.54}{3.5 * \sqrt{210}} \sim 1.40 \text{ m} > 30.0 \text{ cm}$$

2.1.5.6.4. Determinación de acero por temperatura

De nuevo se propone la colocación en la dirección larga, servirá como espaciador para el acero de flexión y para formar mallas con el refuerzo.

$$A_{S_{temperatura}} = 0.002 * b * d = 9.50 \text{ cm}^2$$

Para la distribución, se recomienda la utilización de barras # 6, pues no es un cambio muy brusco de diámetros de barra en comparación con el acero por flexión y para la realización de mallas de refuerzo.

- Barra # 6 $\rightarrow A_S = 2.85 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Espaciada @ 30.00 cm

2.1.5.7. Drenaje para muro de retención

Como resultado de las lluvias y condiciones de humedad del material, el material para relleno controlado resultará saturado también. Esta saturación incrementa la presión sobre el muro y crea una condición inestable. Es por eso que se ha de prever la acumulación de agua detrás de la pared.

El mejor relleno controlado para un muro de retención es un material sin cohesión (granular) y bien drenado (coeficiente de permeabilidad alto). Esta condición es supuesta desde el inicio del diseño. Junto con el relleno de material granular, se hacen agujeros en las paredes (*lloraderas*) de 10.00cm como mínimo de diámetro (tamaños mayores solamente facilitan el aseo del mismo) con una separación aproximada de 1.50m a 3.00m de centro a centro, horizontal y verticalmente. Es conveniente colocar unas paladas de piedrín alrededor de las lloraderas (por dentro de la pared) para impedir que la arena tape los agujeros.

Las lloraderas tienen la desventaja que el agua que sale por ellas tiene muy mal aspecto y también puede causar un ablandamiento del suelo en la zona de mayor presión (bajo la punta o pie de la zapata).

La Dirección General de Caminos para la república de Guatemala, en su publicación "Especificaciones para construcción de carreteras y puentes" (libro azul 2001) división 200, sección 207, da una descripción de lo que se espera para un material de relleno; y para el drenaje, en la división 600, sección 606, recomienda lo concerniente a drenajes horizontales para estructuras. Esta podría ser otra solución para drenar el agua del muro, pero si este se obstruye generará mayor presión por agua y además es muy difícil darle mantenimiento.

2.1.5.8. Juntas en la construcción de muro de retención

Las grietas horizontales objetables son raras en los muros de retención porque sus caras en compresión están visibles. Si estas se presentan, usualmente son por un diseño estructural no satisfactorio y no a una contracción. El ACI 318S-05, capítulo 10, sección 10.6. limita el tamaño de las grietas en las zonas de tensión de elementos en una dirección. Estos requisitos pueden aplicarse al acero vertical provisto de los muros de retención. Sin embargo, son usualmente innecesarios por que el acero vertical está sobre el lado del suelo a contener por el muro.

Por otro lado, las grietas verticales en muros son bastante comunes, pues las mismas están relacionadas con el alivio de los esfuerzos de tensión debido a la contracción, provocando que las fuerzas de tensiones resultantes excedan la capacidad del acero longitudinal.

El muro deberá ser construido con las siguientes juntas:

- ⇒ Juntas de contracción: son ranuras verticales colocadas en la fachada del muro (desde la parte superior de losa de base a la parte superior del muro). Esta permite que el mamposte junto con la lechada se contraiga sin daño aparente. Las juntas deberán ser de 5 a 10 mm de ancho y de 10 a 15 mm de profundidad. Deberán estar separadas a cada 8.00 metros entre centros.
- ⇒ Juntas de expansión: permite la expansión del mamposte junto con la lechada causada por los cambios de temperatura. Estas también van de la base a la parte superior del muro y se rellenan con materiales flexibles como el duroport o caucho. Las barras de refuerzo horizontal que corren por el muro son continuas sobre todas las juntas, así que en cada junta el acero será engrasado para permitir dicha expansión. La separación de estas será a cada 16.00 metros entre centros.

2.1.6. Presupuesto de proyecto

Para la integración del presupuesto de la realización del muro que estabilizará el talud, se consideraron los siguientes aspectos:

- a) Materiales empleados: para esto se tomó como base los precios que se manejan en la región.

- b) Mano de obra: para este renglón de trabajo se consideró mano de obra calificada como no calificada, aplicando un promedio ponderado de los salarios que se devengan en la región.

- c) Costo indirecto: es la suma total de todos los gastos técnico-administrativos del proyectista interesado.

- d) Imprevistos: este renglón de trabajo se tomó por las posibles variaciones de los precios de los materiales a emplear.

CUADRO RESUMEN

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

UNIDAD DE E.P.S.

CALCULISTA: EDGAR FERNANDO CLARA RECINOS

MUNICIPALIDAD DE SAN JUAN SACATEPÉQUEZ, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA



PROYECTO: ESTABILIZACIÓN DE TALUD POR MEDIO DE MURO DE RETENCIÓN DISEÑADO A BASE DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

Tabla IX. Tabla resumen presupuesto de muro de retención.

	COMPONENTE	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	PRECIO UNITARIO	TOTAL	TOTAL*
1	Preliminares	57.6	m2	Q16.11	Q927.94	US \$112.61
2	Pie	32	ml	Q2,917.15	Q93,348.80	US \$11,328.74
3	Talón	32	ml	Q3,311.05	Q105,953.60	US \$12,858.45
4	Cortina (pared)	326.4	m2	Q36.25	Q11,832.00	US \$1,435.92
5	Drenaje	32	ml	Q597.22	Q19,111.04	US \$2,319.30
			TOTAL		Q231,173.38	US \$28,055.02

*TIPO DE CAMBIO: Q. 8.24 - US
\$.1.00
al 1 de agosto de 2009

EL COSTO DE ESTE PROYECTO ES DE:

DOSCIENTOS TREINTA Y UN MIL CIENTO SETENTA Y TRES QUETZALES
CON TREINTA Y OCHO CENTAVOS

2.1.7. Cronograma de ejecución (físico y financiero)

Tabla X. Cronograma de ejecución físico-financiero de muro de retención.

Cronograma de Ejecución Físico-Financiero para Muro de Retención																		
REGLONES DE TRABAJO	1 MES				2 MES				3 MES				4 MES				%	COSTO Q
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4		
1 Preliminares	■	■	■														0.22	Q927.94
2 Pie				■	■	■	■	■									18.92	Q93,348.80
3 Talón				■	■	■	■		■	■	■						21.46	Q105,953.60
4 Cortina (pared)								■	■	■	■	■	■				55.62	Q11,832.00
5 Drenaje													■	■	■		3.78	Q19,111.04
TOTAL															100	Q231,173.38		

2.2. Mejoramiento de tramo carretero antiguo que conduce del municipio de San Juan Sacatepéquez al municipio de San Pedro Sacatepéquez del departamento de Guatemala

2.2.1. Descripción del proyecto

Este proyecto consiste en la re-utilización del tramo antiguo que conduce hacia el municipio de San Pedro Sacatepéquez. Este tramo, en su inicio, fue la única vía de acceso hacia ambos municipios, luego con el paso del tiempo, sus condiciones empezaron a ser deplorables y la comuna del lugar decidió ubicar un nuevo tramo, por lo que este dejó de ser útil por más de 15 años. En la actualidad, la comuna desea implementar una nueva propuesta para el mejoramiento del mismo, con el fin de tener dos caminos para su acceso, lo que permitirá mayor ingreso popular y económico.

Con la implementación de este mejoramiento, se tendrá un desarrollo mayor en San Juan Sacatepéquez, ahora contará con una vía de acceso más rápida, tanto para despedir el municipio como para ingresar al mismo, pues este mejoramiento tiene la característica de dar un menor tiempo de recorrido, ahorrándose un aproximado de 15 minutos al usarlo para entrar o salir del municipio, además de contar con una propuesta de diseño actual tomando en cuenta normativas de diseño nacional (SEICA) que optimiza y regula con seguridad para su utilización.

El proyecto contempla el mejoramiento de aproximadamente 3.00km de longitud lineal que han de interconectar los municipios de San Pedro y San Juan Sacatepéquez. Este también toma en cuenta lo relacionado con corte y relleno del mismo, pues como se mencionó, el paso del tiempo ha hecho estragos en el tramo y ha erosionado un 65% del mismo, por lo que ha hecho imposible la utilización del mismo por vehículos livianos que desean transitarlo.

Se espera que con esta propuesta, la comuna empiece a dar gestión para su ejecución, dando así un mejor servicio y una mejor plusvalía a los dueños y transitantes del lugar.

La reinauguración de este tramo es importante pues el municipio en cuestión tendría ahora 2 tramos para ingreso o egreso dando así mejor estatus dentro del país y mejorando las conexiones ya existentes de red vial.

Las personas beneficiadas serán las del barrio “El Juyú”, ubicadas en el Km 30.5 de la carretera hacia San Juan Sacatepéquez, pues en la actualidad solo pueden utilizar el tramo vehículos de doble tracción y estas personas son de escasos recursos por lo que no tienden a tener esta clase de transporte y los buses en el lugar no transitan por el mal estado del tramo en la actualidad, así que estas personas serán beneficiadas con el mejoramiento, el transporte extraurbano utilizara este tramo para ahorrarse tiempo de llegada y salida llevando a las mismas en un tiempo corto hacia la capital o tramos aledaños al mismo.

Utilizando equipo topográfico de punta (estación total y prismas de localización), se ha logrado obtener la libreta topográfica del lugar y así dar comienzo a la propuesta de mejoramiento. El mismo se destaca por ser diseñado con un software actual (AUTODESK LAND DESKTOP 2009) que no deja dudas de la optimización de recursos para la comuna, que repercute en costos bajos y ayuda a la comunidad.

Se deja claro que los criterios utilizados por el diseñador son causa y efecto del normativo vigente para Guatemala, editado por “Secretaria de integración económica Centroamericana” (SEICA), MANUAL CENTROAMERICANO DE NORMAS PARA DISEÑO GEOMETRICO DE LAS CARRETERAS REGIONALES, 2da edición. Ing. Francisco Guevara.

2.2.2. Determinación del tipo de camino

En función de su utilidad socio-económica, los caminos se puede clasificar en:

- a) Integración nacional
- b) Tipo social
- c) Camino entre zonas desarrolladas

a) CAMINOS DE INTEGRACIÓN NACIONAL: son los que en su esencia sirven para unir el país. Así, en Guatemala los primeros caminos troncales se programaron para comunicar en primera instancia a la capital de la república con las capitales de los departamentos y posteriormente a estas últimas entre sí, así como las cabeceras municipales.

b) CAMINOS DE TIPO SOCIAL: su fin principal es incorporar al desarrollo nacional a los núcleos poblacionales que han permanecido marginados u olvidados por la escasa comunicación en vía terrestre. Esta clase de camino se evalúa con base en el costo por habitante servido, el cual se calcula al dividir el costo de la obra entre el número de residentes en la zona de influencia del camino. En Guatemala, este tipo de camino tiene una corona constituida por un solo carril y la superficie de rodamiento está protegida por una capa suficientemente compacta para resistir el tránsito y las condiciones regionales del ambiente; de esta manera, es posible tener una comunicación permanente en todas las épocas del año.

c) CAMINO ENTRE ZONAS DESARROLLADAS: estos comunican zonas ya desarrolladas y se proyectan para disminuir los costos de operación del usuario además de aliviar el tránsito en la zona densamente poblada por el desarrollo. Estos caminos se evalúan en relación beneficio-costos, que básicamente es el índice de recuperación (ahorro en combustible, tiempo, etc.).

De lo anterior, el tramo en cuestión quedará bajo el rango de TRAMO DE TIPO SOCIAL, pues este cumple con todas las expectativas del enunciado.

Así que se concluye que el tramo carretero antiguo que conduce del municipio de San Juan Sacatepéquez al municipio de San Pedro Sacatepéquez del departamento de Guatemala, es del tipo social para la comunidad.

2.2.3. Levantamiento topográfico

Esto es la selección de la ruta, que es la franja donde se propone la construcción y/o mejoramiento de la vía terrestre de comunicación; para este caso ya se encuentra una ruta trazada, pero no muy conveniente por su propuesta de diseño anterior, por lo que el mejoramiento ya entra en juego.

Haciendo uso de equipo de topográfico actual (estación total y prismas de localización) se ha obtenido la ruta del proyecto (digitalmente); esta es la etapa más importante, pues los errores que se cometen en las etapas subsecuentes se corrigen de una manera más fácil y económica pues no es necesario hacer cambios en la ruta optada.

En este caso, la ruta ya se encuentra planteada, de lo contrario se necesitaría hacer uso de planos y fotografías aéreas a escala 1:50,000 otorgadas por el I.G.N. y realizar un reconocimiento aéreo para dar la mejor ubicación a la ruta.

Cabe mencionar que la alternativa ya tomada se adapta a las condiciones sociales y de transporte promedio diario que circularía al ponerse en servicio la misma y ya toma en cuenta el derecho de vía que por ley corresponde.

2.2.3.1. Planimetría

Es el trabajo efectuado en campo para tomar los datos geométricos necesarios que permitan ilustrar una figura semejante a la del terreno proyectada sobre un plano horizontal; para el levantamiento planimétrico se utilizó una estación total marca Toshiba y primas de localización.

2.2.3.2. Altimetría

Básicamente es pasar una medida de altura que de la nivelación de los puntos involucrados por el levantamiento plan métrico, se fijan bancos de marca a distancias prudentes (+- 500m) en objetos permanentes que son la guía al final del día para no perderse. Se ha de anotar la estación, elevación y distancia acumulada.

Se recomienda utilizar un numero entero arbitrario como cota de salida, además que este no permita valores negativos al hacer el cálculo correspondiente.

2.2.4. Factor económico en las normas para diseño del proyecto

De acuerdo con la demanda de tránsito, las obras viales se deben clasificar conforme las especificaciones para que las características geométricas que marquen a cada una, sean acordes a las necesidades y los costos de operación. (Vea figura 28). Para carreteras, el factor económico y topográfico rige las características de pendiente, curvatura, número de carriles o vías paralelas, las cuales están en íntima relación con el volumen de carga y el tipo de material utilizado.

Figura 29. Especificaciones geométricas para caminos.

CONCEPTO	Unidad	TIPO DE CARRETERA				
		E	D	C	B	A
TDPA	Veh./día	Hasta 100	100 a 500	500 a 1500	1500 a 3000	Más de 3000
Tipo de terreno	—					
Velocidad de proyecto	km/h	30 40 50 60 70	30 40 50 60 70 80 90 100 110	40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180 190 200 210 220 230 240 250 260 270 280 290 300	50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180 190 200 210 220 230 240 250 260 270 280 290 300	60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180 190 200 210 220 230 240 250 260 270 280 290 300
Distancia de visibilidad de parada	m	30 40 55 75 95	30 40 55 75 95 115 135 155 175	40 55 75 95 115 135 155 175 195 215 235 255 275 295 315 335 355 375 395 415 435 455 475 495 515 535 555 575 595 615 635 655 675 695 715 735 755 775 795 815 835 855 875 895 915 935 955 975 995 1015 1035 1055 1075 1095 1115 1135 1155 1175 1195 1215 1235 1255 1275 1295 1315 1335 1355 1375 1395 1415 1435 1455 1475 1495 1515 1535 1555 1575 1595 1615 1635 1655 1675 1695 1715 1735 1755 1775 1795 1815 1835 1855 1875 1895 1915 1935 1955 1975 1995 2015 2035 2055 2075 2095 2115 2135 2155 2175 2195 2215 2235 2255 2275 2295 2315 2335 2355 2375 2395 2415 2435 2455 2475 2495 2515 2535 2555 2575 2595 2615 2635 2655 2675 2695 2715 2735 2755 2775 2795 2815 2835 2855 2875 2895 2915 2935 2955 2975 2995 3015 3035 3055 3075 3095 3115 3135 3155 3175 3195 3215 3235 3255 3275 3295 3315 3335 3355 3375 3395 3415 3435 3455 3475 3495 3515 3535 3555 3575 3595 3615 3635 3655 3675 3695 3715 3735 3755 3775 3795 3815 3835 3855 3875 3895 3915 3935 3955 3975 3995 4015 4035 4055 4075 4095 4115 4135 4155 4175 4195 4215 4235 4255 4275 4295 4315 4335 4355 4375 4395 4415 4435 4455 4475 4495 4515 4535 4555 4575 4595 4615 4635 4655 4675 4695 4715 4735 4755 4775 4795 4815 4835 4855 4875 4895 4915 4935 4955 4975 4995 5015 5035 5055 5075 5095 5115 5135 5155 5175 5195 5215 5235 5255 5275 5295 5315 5335 5355 5375 5395 5415 5435 5455 5475 5495 5515 5535 5555 5575 5595 5615 5635 5655 5675 5695 5715 5735 5755 5775 5795 5815 5835 5855 5875 5895 5915 5935 5955 5975 5995 6015 6035 6055 6075 6095 6115 6135 6155 6175 6195 6215 6235 6255 6275 6295 6315 6335 6355 6375 6395 6415 6435 6455 6475 6495 6515 6535 6555 6575 6595 6615 6635 6655 6675 6695 6715 6735 6755 6775 6795 6815 6835 6855 6875 6895 6915 6935 6955 6975 6995 7015 7035 7055 7075 7095 7115 7135 7155 7175 7195 7215 7235 7255 7275 7295 7315 7335 7355 7375 7395 7415 7435 7455 7475 7495 7515 7535 7555 7575 7595 7615 7635 7655 7675 7695 7715 7735 7755 7775 7795 7815 7835 7855 7875 7895 7915 7935 7955 7975 7995 8015 8035 8055 8075 8095 8115 8135 8155 8175 8195 8215 8235 8255 8275 8295 8315 8335 8355 8375 8395 8415 8435 8455 8475 8495 8515 8535 8555 8575 8595 8615 8635 8655 8675 8695 8715 8735 8755 8775 8795 8815 8835 8855 8875 8895 8915 8935 8955 8975 8995 9015 9035 9055 9075 9095 9115 9135 9155 9175 9195 9215 9235 9255 9275 9295 9315 9335 9355 9375 9395 9415 9435 9455 9475 9495 9515 9535 9555 9575 9595 9615 9635 9655 9675 9695 9715 9735 9755 9775 9795 9815 9835 9855 9875 9895 9915 9935 9955 9975 9995 10015 10035 10055 10075 10095 10115 10135 10155 10175 10195 10215 10235 10255 10275 10295 10315 10335 10355 10375 10395 10415 10435 10455 10475 10495 10515 10535 10555 10575 10595 10615 10635 10655 10675 10695 10715 10735 10755 10775 10795 10815 10835 10855 10875 10895 10915 10935 10955 10975 10995 11015 11035 11055 11075 11095 11115 11135 11155 11175 11195 11215 11235 11255 11275 11295 11315 11335 11355 11375 11395 11415 11435 11455 11475 11495 11515 11535 11555 11575 11595 11615 11635 11655 11675 11695 11715 11735 11755 11775 11795 11815 11835 11855 11875 11895 11915 11935 11955 11975 11995 12015 12035 12055 12075 12095 12115 12135 12155 12175 12195 12215 12235 12255 12275 12295 12315 12335 12355 12375 12395 12415 12435 12455 12475 12495 12515 12535 12555 12575 12595 12615 12635 12655 12675 12695 12715 12735 12755 12775 12795 12815 12835 12855 12875 12895 12915 12935 12955 12975 12995 13015 13035 13055 13075 13095 13115 13135 13155 13175 13195 13215 13235 13255 13275 13295 13315 13335 13355 13375 13395 13415 13435 13455 13475 13495 13515 13535 13555 13575 13595 13615 13635 13655 13675 13695 13715 13735 13755 13775 13795 13815 13835 13855 13875 13895 13915 13935 13955 13975 13995 14015 14035 14055 14075 14095 14115 14135 14155 14175 14195 14215 14235 14255 14275 14295 14315 14335 14355 14375 14395 14415 14435 14455 14475 14495 14515 14535 14555 14575 14595 14615 14635 14655 14675 14695 14715 14735 14755 14775 14795 14815 14835 14855 14875 14895 14915 14935 14955 14975 14995 15015 15035 15055 15075 15095 15115 15135 15155 15175 15195 15215 15235 15255 15275 15295 15315 15335 15355 15375 15395 15415 15435 15455 15475 15495 15515 15535 15555 15575 15595 15615 15635 15655 15675 15695 15715 15735 15755 15775 15795 15815 15835 15855 15875 15895 15915 15935 15955 15975 15995 16015 16035 16055 16075 16095 16115 16135 16155 16175 16195 16215 16235 16255 16275 16295 16315 16335 16355 16375 16395 16415 16435 16455 16475 16495 16515 16535 16555 16575 16595 16615 16635 16655 16675 16695 16715 16735 16755 16775 16795 16815 16835 16855 16875 16895 16915 16935 16955 16975 16995 17015 17035 17055 17075 17095 17115 17135 17155 17175 17195 17215 17235 17255 17275 17295 17315 17335 17355 17375 17395 17415 17435 17455 17475 17495 17515 17535 17555 17575 17595 17615 17635 17655 17675 17695 17715 17735 17755 17775 17795 17815 17835 17855 17875 17895 17915 17935 17955 17975 17995 18015 18035 18055 18075 18095 18115 18135 18155 18175 18195 18215 18235 18255 18275 18295 18315 18335 18355 18375 18395 18415 18435 18455 18475 18495 18515 18535 18555 18575 18595 18615 18635 18655 18675 18695 18715 18735 18755 18775 18795 18815 18835 18855 18875 18895 18915 18935 18955 18975 18995 19015 19035 19055 19075 19095 19115 19135 19155 19175 19195 19215 19235 19255 19275 19295 19315 19335 19355 19375 19395 19415 19435 19455 19475 19495 19515 19535 19555 19575 19595 19615 19635 19655 19675 19695 19715 19735 19755 19775 19795 19815 19835 19855 19875 19895 19915 19935 19955 19975 19995 20015 20035 20055 20075 20095 20115 20135 20155 20175 20195 20215 20235 20255 20275 20295 20315 20335 20355 20375 20395 20415 20435 20455 20475 20495 20515 20535 20555 20575 20595 20615 20635 20655 20675 20695 20715 20735 20755 20775 20795 20815 20835 20855 20875 20895 20915 20935 20955 20975 20995 21015 21035 21055 21075 21095 21115 21135 21155 21175 21195 21215 21235 21255 21275 21295 21315 21335 21355 21375 21395 21415 21435 21455 21475 21495 21515 21535 21555 21575 21595 21615 21635 21655 21675 21695 21715 21735 21755 21775 21795 21815 21835 21855 21875 21895 21915 21935 21955 21975 21995 22015 22035 22055 22075 22095 22115 22135 22155 22175 22195 22215 22235 22255 22275 22295 22315 22335 22355 22375 22395 22415 22435 22455 22475 22495 22515 22535 22555 22575 22595 22615 22635 22655 22675 22695 22715 22735 22755 22775 22795 22815 22835 22855 22875 22895 22915 22935 22955 22975 22995 23015 23035 23055 23075 23095 23115 23135 23155 23175 23195 23215 23235 23255 23275 23295 23315 23335 23355 23375 23395 23415 23435 23455 23475 23495 23515 23535 23555 23575 23595 23615 23635 23655 23675 23695 23715 23735 23755 23775 23795 23815 23835 23855 23875 23895 23915 23935 23955 23975 23995 24015 24035 24055 24075 24095 24115 24135 24155 24175 24195 24215 24235 24255 24275 24295 24315 24335 24355 24375 24395 24415 24435 24455 24475 24495 24515 24535 24555 24575 24595 24615 24635 24655 24675 24695 24715 24735 24755 24775 24795 24815 24835 24855 24875 24895 24915 24935 24955 24975 24995 25015 25035 25055 25075 25095 25115 25135 25155 25175 25195 25215 25235 25255 25275 25295 25315 25335 25355 25375 25395 25415 25435 25455 25475 25495 25515 25535 25555 25575 25595 25615 25635 25655 25675 25695 25715 25735 25755 25775 25795 25815 25835 25855 25875 25895 25915 25935 25955 25975 25995 26015 26035 26055 26075 26095 26115 26135 26155 26175 26195 26215 26235 26255 26275 26295 26315 26335 26355 26375 26395 26415 26435 26455 26475 26495 26515 26535 26555 26575 26595 26615 26635 26655 26675 26695 26715 26735 26755 26775 26795 26815 26835 26855 26875 26895 26915 26935 26955 26975 26995 27015 27035 27055 27075 27095 27115 27135 27155 27175 27195 27215 27235 27255 27275 27295 27315 27335 27355 27375 27395 27415 27435 27455 27475 27495 27515 27535 27555 27575 27595 27615 27635 27655 27675 27695 27715 27735 27755 27775 27795 27815 27835 27855 27875 27895 27915 27935 27955 27975 27995 28015 28035 28055 28075 28095 28115 28135 28155 28175 28195 28215 28235 28255 28275 28295 28315 28335 28355 28375 28395 28415 28435 28455 28475 28495 28515 28535 28555 28575 28595 28615 28635 28655 28675 28695 28715 28733	110 115 120 125 130 135 140 145 150 155 160 165 170 175 180 185 190 195 200 205 210 215 220 225 230 235 240 245 250 255 260 265 270 275 280 285 290 295 300 305 310 315 320 325 330 335 340 345 350 355 360 365 370 375 380 385 390 395 400 405 410 415 420 425 430 435 440 445 450 455 460 465 470 475 480 485 490 495 500 505 510 515 520 525 530 535 540 545 550 555 560 565 570 575 580 585 590 595 600 605 610 615 620 625 630 635 640 645 650 655 660 665 670 675 680 685 690 695 700 705 710 715 720 725 730 735 740 745 750 755 760 765 770 775 780 785 790 795 800 805 810 815 820 825 830 835 840 845 850 855 860 865 870 875 880 885 890 895 900 905 910 915 920 925 930 935 940 945 950 955 960 965 970 975 980 985 990 995 1000 1005 1010 1015 1020 1025 1030 1035 1040 1045 1050 1055 1060 1065 1070 1075 1080 1085 1090 1095 1100 1105 1110 1115 1120 1125 1130 1135 1140 1145 1150 1155 1160 1165 1170 1175 1180 1185 1190 1195 1200 1205 1210 1215 1220 1225 1230 1235 1240 1245 1250 1255 1260 1265 1270 1275 1280 1285 1290 1295 1300 1305 1310 1315 1320 1325 1330 1335 1340 1345 1350 1355 1360 1365 1370 1375 1380 1385 1390 1395 1400 1405 1410 1415 1420 1425 1430 1435 1440 1445 1450 1455 1460 1465 1470 1475 1480 1485 1490 1495 1500 1505 1510 1515 1520 1525 1530 1535 1540 1545 1550 1555 1560 1565 1570 1575 1580 1585 1590 1595 1600 1605 1610 1615 1620 1625 1630 1635 1640 1645 1650 1655 1660 1665 1670 1675 1680 1685 1690 1695 1700 1705 1710 1715 1720 1725 1730 1735 1740 1745 1750 1755 1760 1765 1770 1775 1780 1785 1790 1795 1800 1805 1810 1815 1820 1825 1830 1835 1840 1845 1850 1855 1860 1865 1870 1875 1880 1885 1890 1895 1900 1905 1910 1915 1920 1925 1930 1935 1940 1945 1950 1955 1960 1965 1970 1975 1980 1985 1990 1995 2000 2005 2010 2015 2020 2025 2030 2035 2040 2045 2050 2055 2060 2065 2070 2075 2080 2085 2090 2095 2100 2105 2110 2115 2120 2125 2130 2135 2140 2145 2150 2155 2160 2165 2170 2175 2180 2185 2190 2195 2200 2205 2210 2215 2220 2225 2230 2235 2240 2245 2250 2255 2260 2265 2270 2275 2280 2285 2290 2295 2300 2305 2310 2315 2320 2325 2330 2335 2340 2345 2350 2355 2360 2365 2370 2375 2380 2385 2390 2395 2400 2405 2410 2415 2420 2425 2430 2435 2440 2445 2450 2455 2460 2465 2470 2475 2480 2485 2490 2495 2500 2505 2510 2515 2520 2525 2530 2535 2540 2545 2550 2555 2560 2565 2570 2575 2580 2585 2590 2595 2600 2605 2610 2615 2620 2625 2630 2635 2640 2645 2650 2655 2660 2665 2670 2675 2680 2685 2690 2695 2700 2705 2710 2715 2720 2725 2730 2735 2740 2745 2750 2755 2760 2765 2770 2775 2780 2785 2790 2795 2800 2805 2810 2815 2820 2825 2830 2835 2840 2845 2850 2855 2860 2865 2870 2875 2880 2885 2890 2895 2900 2905 2910 2915 2920 2925 2930 2935 2940 2945 2950 2955 2960 2965 2970 2975 2980 2985 2990 2995 3000 3005 3010 3015 3020 3025 3030 3035 3040 3045 3050 3055 3060 3065 3070 3075 3080 3085 3090 3095 3100 3105 3110 3115 3120 3125 3130 3135 3140 3145 3150 3155 3160 3165 3170 3175 3180 3185 3190 3195 3200 3205 3210 3215 3220 3225 3230 3235 3240 3245 3250 3255 3260 3265 3270 3275 3280 3285 3290 3295 3300 3305 3310 3315 3320 3325 3330 3335 3340 3345 3350 3355 3360 3365 3370 3375 3380 3385 3390 3395 3400 3405 3410 3415 3420 3425 3430 3435 3440 3445 3450 3455 3460 3465 3470 3475 3480 3485 3490 3495 3500 3505 3510 3515 3520 3525 3530 3535 3540 3545 3550 3555 3560 3565 3570 3575 3580 3585 3590 3595 3600 3605 3610 3615 3620 3625 3630 3635 3640 3645 3650 3655 3660 3665 3670 3675 3680 3685 3690 3695 3700 3705 3710 3715 3720 3725 3730 3735 3740 3745 3750 3755 3760 3765 3770 3775 3780 3785 3790 3795 3800 380	

En carreteras, la posición de la rasante económica con respecto al terreno natural debe estudiarse con cuidado, tomando en cuenta la especificaciones; la topografía; las dimensiones y necesidades de las obras de drenaje; y las condiciones de geotécnica de la zona en cuanto a terrenos blandos, nivel freático y puntos de inundación. Así mismo, es preciso estudiar las secciones críticas con el fin de decidir hasta qué grado es conveniente mover el centro de línea en el proyecto horizontal y hasta donde conviene construir muros de contención.

2.2.5. El tránsito promedio diario anual, TPDA

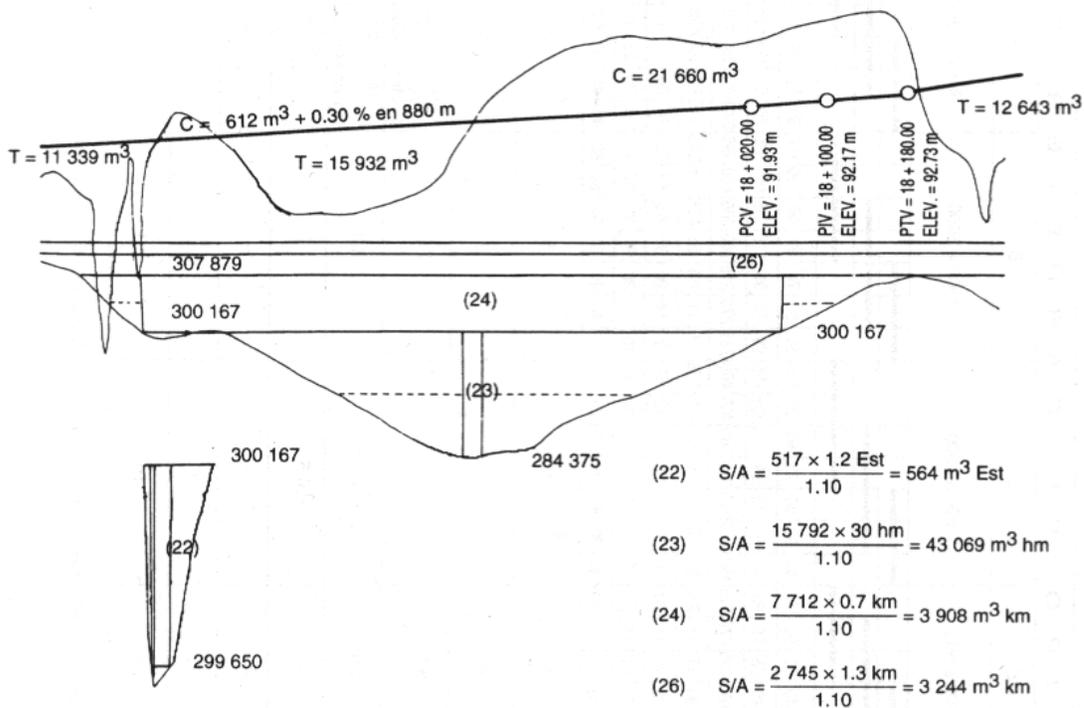
Uno de los elementos primarios para el diseño de las carreteras es el volumen del Tránsito Promedio Diario Anual, conocido en forma abreviada como TPDA, que se define como el volumen total de vehículos que pasan por un punto o sección de una carretera en un período de tiempo determinado, que es mayor de un día y menor o igual a un año, dividido por el número de días comprendido en dicho período de medición.

Tratándose de un promedio simple, el TPDA no refleja las variaciones extremas que, por el límite superior, pueden llegar a duplicar los volúmenes promedios del tránsito en algunas carreteras, razón por la cual en las estaciones permanentes de registro de volúmenes se deben medir y analizar las fluctuaciones del tránsito a lo largo de los diferentes períodos del año, sean estos semanales, mensuales o estacionales. No obstante, se ha tomado el TPDA como un indicador numérico para diseño, tanto por constituir una medida característica de la circulación de vehículos, como por su facilidad de obtención. Constituye así el TPDA un indicador muy valioso de la cantidad de vehículos de diferentes tipos (livianos y pesados) y funciones (transporte de personas y de mercancías), que se sirve de la carretera existente como su tránsito normal y que continuará haciendo

uso de dicha carretera una vez sea mejorada o ampliada, o que se estima utilizará la carretera nueva al entrar en servicio para los usuarios.

En las vías terrestres es fundamental estudiar los acarreo de los materiales de construcción, de tal manera que el costo de las terracerías sea mínimo; para esto se usa la curva-masa (figura 48) y se considera el equipo necesario de acuerdo con la distancia de acarreo, así como los tratamientos que se deben o se dejen de ejecutar al mover las compensadoras, los costos de los mismos, etc.

Figura 30. Estudio de curva-masa para el proyecto económico de una obra vial.



Fuente: Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales; SEICA. Pág. 20.

Dentro del proyecto se deben tomar muy en cuenta las obras de drenaje indispensables, a fin de que los gastos de conservación sean mínimos, sin dejar a un lado el costo de construcción. Los precios unitarios deben ser justos para que los contratistas no compensen los precios bajos con mala calidad de obra y lo mismo se diría de los contratos otorgados por concurso, que es preciso adjudicar al contratista que presente el importe más realista.

De lo anterior puede decirse que el factor económico está presente desde el proyecto hasta la operación de las vías terrestres.

2.2.6. Normativa de diseño geométrico

Para Guatemala se opta por la norma editada por la “Secretaría de integración económica Centroamericana” (SEICA), MANUAL CENTROAMERICANO DE NORMAS PARA DISEÑO GEOMETRICO DE LAS CARRETERAS REGIONALES, 2da edición. Ing. Francisco Guevara (por Guatemala).

Que es parte de cooperación centroamericana y de valor vigente en Guatemala, este compendio de normas envuelve todos los criterios de determinantes para el diseño geométrico de las carreteras.

2.2.7. Elementos del proyecto geométrico

Para el inicio de un plan vial, primero se deben conocer los elementos del proyecto geométrico, los cuales se agrupan, para su estudio, en:

- ⇒ Alineamiento vertical
- ⇒ Alineamiento horizontal
- ⇒ Secciones transversales de la obra

2.2.7.1. Alineamiento vertical

El alineamiento vertical es la proyección del *desarrollo* del centro de línea de una vía terrestre sobre un plano vertical; sus elementos son las tangentes verticales y las curvas verticales.

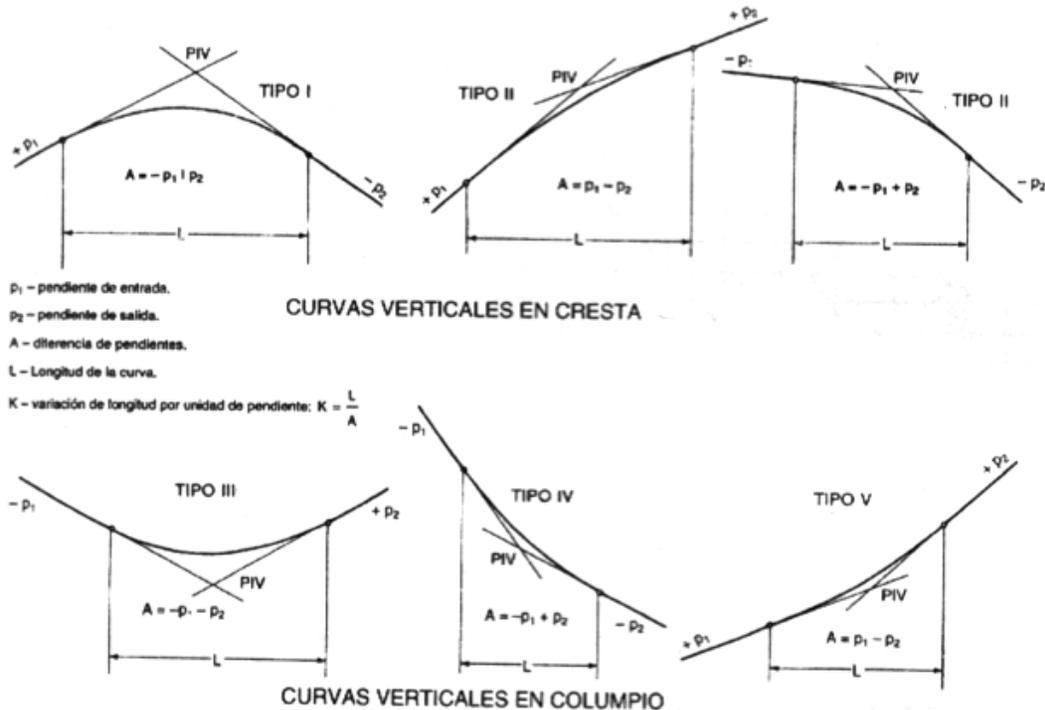
Las tangentes verticales están definidas por su longitud y su pendiente (la longitud de cualquier tramo del proyecto geométrico es la distancia horizontal entre sus extremos). La prolongación hacia delante de una tangente y la prolongación hacia atrás de la tangente siguiente se cortan en un punto de inflexión vertical (PIV), cuyos elementos son cadenamiento y la elevación.

El paso de una tangente vertical a otra se realiza por medio de las curvas verticales, cuya característica principal es que la componente horizontal de la velocidad de los vehículos es constante a través de ella.

La curva que cumple con esta peculiaridad es la parábola; para esta hay dos tipos de curvas:

- Convexa (cresta)
- Cóncava (columpio)

Figura 31. Forma de curvas verticales y sus elementos.

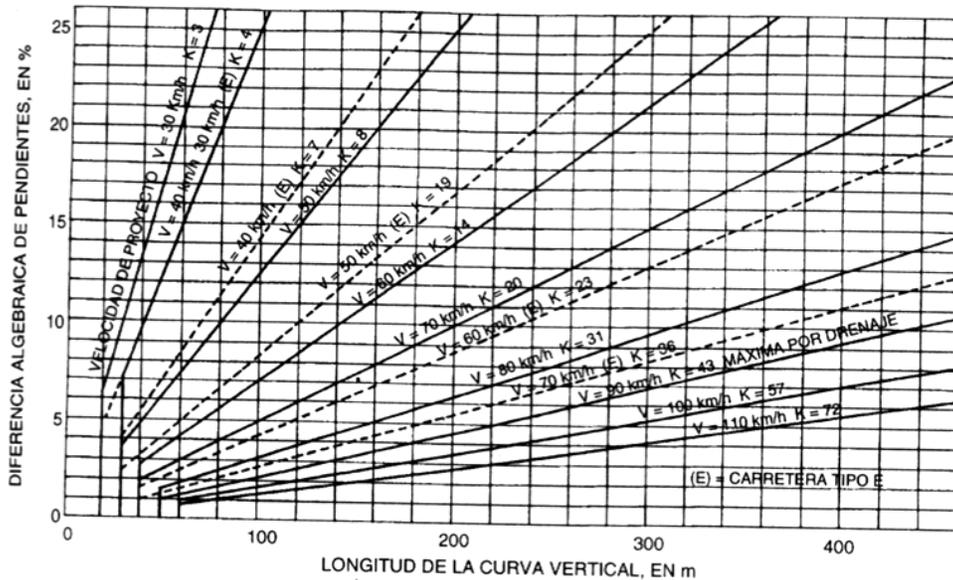


Fuente: Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales; SEICA. Pág. 29.

La longitud de las curvas vertical debe garantizar el drenaje, tener buena apariencia y proporcionar comodidad al usuario; además en diseño de carreteras para aéreas rurales, se ha normalizado entre los diseñadores usar como longitud mínima de curva vertical la que sea igual a la velocidad de diseño. Esto ha de reducir considerablemente los costos del proyecto, ya que curvas amplias repercuten en grandes movimientos de tierra.

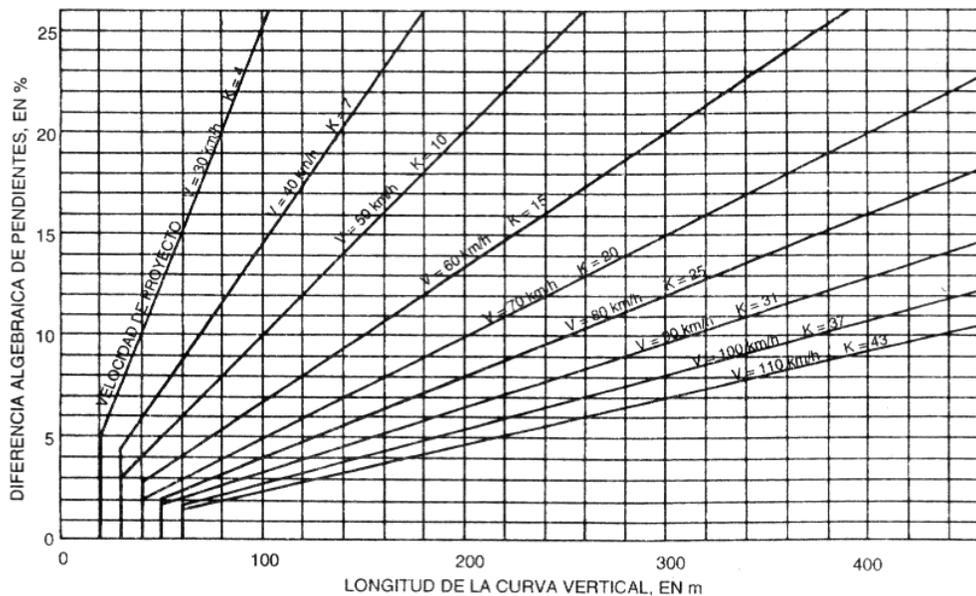
Para realizar el cálculo de las longitudes de curva vertical, el Manual Centroamericano de Normas para diseño Geométrico de Carreteras Regionales proporciona las siguientes gráficas, que de manera sencilla devuelven las longitudes en metros de las curvas en cuestión, tanto para convexa como para cóncava.

Figura 32. Longitud mínima de curva vertical convexa.



Fuente: Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales; SEICA. Pág. 29.

Figura 33. Longitud mínima de curva vertical cóncava.



Fuente: Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales; SEICA. Pág. 30.

2.2.7.1.1. Criterios para el diseño del alineamiento vertical

La AASHTO presenta algunos consejos valiosos en torno al diseño del alineamiento vertical, de donde cabe entresacar algunos por su relevancia para la práctica vial centroamericana y nacional:

- ~ Las curvas verticales en columpio deben evitarse en secciones en corte, a menos que existan facilidades para las soluciones de drenaje.
- ~ En pendientes largas, puede ser preferible colocar las pendientes mayores al pie de la pendiente y aliviarlas hacia el final o, alternativamente, intercalar pendientes suaves por cortas distancias para facilitar el ascenso.
- ~ En tangente, deberían generalmente evitarse, particularmente en curvas en columpio donde la visión de la carretera puede ser desagradable al usuario.
- ~ Los alineamientos ondulados, que involucran longitudes sustanciales de pendientes que generan momentos, pueden ser indeseables en el caso de vehículos pesados que pueden incrementar excesivamente su velocidad, sobre todo cuando una pendiente positiva adelante no contribuye a la moderación de dicha velocidad.
- ~ Hay que evitar el “efecto de montaña rusa”, que ocurre en alineamientos relativamente rectos, donde el perfil longitudinal de la rasante se ajusta a las suaves irregularidades de un terreno ligeramente ondulado.

2.2.7.2. Alineamiento horizontal

El alineamiento horizontal es la proyección del centro de la línea de una obra vial sobre un plano horizontal. Sus elementos son tangentes y curvas horizontales. La posición de los puntos y elementos del proyecto geométrico, tanto en planta como en elevación, está ligada a los datos geodésicos del banco más cercano a la nueva obra.

Las tangentes del alineamiento horizontal tienen longitud y dirección; la longitud es la distancia existente entre el fin de la curva horizontal anterior y el principio de la curva siguiente, la dirección es el rumbo de caminamiento.

La longitud mínima de una tangente horizontal es aquella que se requiere para cambiar en forma conveniente la curvatura, la pendiente transversal y el ancho de la corona. En teoría, la longitud máxima puede ser indefinida, por ejemplo, en las zonas muy llanas; sin embargo, en estas regiones se limita a 15 km por razones de seguridad, ya que las longitudes mayores causan somnolencia y dañan los ojos de los operadores.

Dos tangentes consecutivas del alineamiento horizontal se cruzan en un punto de inflexión (PI), formando entre sí un ángulo de deflexión (Δ), que está constituido por la continuación de la tangente de entrada hacia delante del PI y la tangente de salida.

En general, para cambiar la dirección de un vehículo de una tangente horizontal a otra se requieren curvas cuya longitud sea proporcional a la variación de la aceleración centrífuga, y con las cuales la misma varíe de cero a un valor máximo hacia el centro y luego disminuya a cero al llegar a la tangente posterior. Las curvas que cumplen con estas condiciones son la espiral de Euler y la lemniscata de Bernoulli.

Para el cálculo de los elementos de la curva en cuestión es necesario tener las distancias entre los PI de localización, los deltas obtenidos y los grados de curvatura (que es colocado por el diseñador en función a la norma).

Longitud de curva (Lc) → es la distancia, persiguiendo la curva, desde el PC hasta el PT; se representa como LC.

$$\frac{L_c}{2 * \pi * R} = \frac{\Delta}{360} \rightarrow L_c = \frac{2 * \pi * 1145.91 * \Delta}{360 * G_c} \rightarrow L_c = 20 * \frac{\Delta}{G_c}$$

Sub-tangente (St) → esta es la distancia entre el PC, el PI y el PT, medida sobre la continuación de las tangentes.

$$S_t = R * \left(\tan \frac{\Delta}{2}\right)$$

Cuerda máxima (Cm) → distancia en línea recta desde el PS al PT.

$$C_m = 2 * R * \left(\sin \frac{\Delta}{2}\right)$$

Externa (E) → es la distancia desde el PI al punto medio de la curva.

$$E = R * \frac{\left(1 - \cos \frac{\Delta}{2}\right)}{\cos \frac{\Delta}{2}}$$

Ordenada media (Om) → es la distancia comprendida entre el punto medio de la curva y el punto medio de la cuerda máxima.

$$O_m = R * \left(1 - \cos \frac{\Delta}{2}\right)$$

Para dar validez a las formulas se muestra la utilización de las mismas mediante la resolución de un ejemplo, el cual está basado en el cálculo real del tramo a mejorar por medio de diseño geométrico.

- Curva circular para el $P_i = 0 + 95.73 \text{ m}$ (punto de intersección de tangentes) y siendo la segunda curva al inicio del tramo:

- $G_c = 26.65 \rightarrow \Delta = 79^\circ 37' 49'' = 79.63$

- $R = \frac{1145.91}{G_c} \sim 43 \text{ m}$

- $L_c = 20 * \frac{\Delta}{G_c} = 59.76 \text{ m}$

- $S_t = R * \left(\tan \frac{\Delta}{2}\right) = 35.84 \text{ m}$

- $C_m = 2 * R * \left(\sin \frac{\Delta}{2}\right) = 55.07 \text{ m}$

- $O_m = R * \left(1 - \cos \frac{\Delta}{2}\right) = 9.97 \text{ m}$

- $E = R * \frac{(1 - \cos \frac{\Delta}{2})}{\cos \frac{\Delta}{2}} = 12.98 \text{ m}$

De este análisis geométrico se obtiene entonces:

$$PC = (0 + 95.73) - (0 + 35.84) = 0 + 59.90 \text{ m}$$

$$PT = (0 + 59.93) + (0 + 59.76) = 0 + 119.69 \text{ m}$$

Valores que se pueden constatar en el plano # 2. (Estación 4)

2.2.7.3. Velocidad de diseño

La velocidad en una carretera guarda directa relación de dependencia con cuatro factores, distintos a los que particularizan al conductor y su vehículo, que son las características físicas de dicha carretera, las condiciones climáticas en su entorno, la presencia o interferencia de otros vehículos en la corriente del tránsito y los límites vigentes de velocidad, sean estos de carácter legal o relacionados con el empleo de los dispositivos usuales para el control del flujo vehicular.

Para el conductor, la velocidad es uno de los elementos críticos a considerar en la selección de la ruta a transitar o la escogencia de un determinado modo de transporte, ponderándose su importancia en términos de tiempos de recorrido, de costos de viaje, de la combinación de los dos factores anteriores y de la conveniencia de los usuarios.

La velocidad de diseño, también conocida como velocidad directriz, es la máxima velocidad que, en condiciones de seguridad, puede ser mantenida en una determinada sección de una carretera, cuando las condiciones son tan favorables como para hacer prevalecer las características del diseño utilizado.

De lo anterior se puede concluir que la velocidad es función de varios factores; para este caso en particular se ha optado por una velocidad de diseño de 30 km/h pues, además de tener un tramo tipo “E”, es un terreno montañoso.

2.2.7.4. Ancho de corona

Esta es la superficie de la carretera que queda comprendida entre las aristas del terreno natural y los interiores de los bordillos. Es el espacio fundamental del diseño transversal del pavimento, pues en este se sitúan los elementos más importantes para la construcción de una carretera en el sentido transversal. Los elementos que definen el ancho de corona son:

- Rasante
- Ancho de calzada
- Pendiente transversal
- Hombros o bordillo

Para este caso en particular, lo anterior no toma mucha relevancia pues es un tramo rural y tipo "E", por lo que los elementos que definen el ancho de corona para el tramo son básicos con un ancho de calzada de 7.00 metros totales.

2.2.7.5. Sección transversal de obra

Este es un corte de acuerdo a un plano vertical y normal al centro de la línea en el alineamiento horizontal. Permite observar la disposición y las dimensiones de sus elementos, mostrados en la figura 35, que deben concordar con las normas que se observan en la figura 29.

Es preciso hacer notar que el proyecto geométrico se realiza al nivel de la sub-rasante que marca el final de las terracerías, por lo que las dimensiones que se deben manejar son las que se tendrán a ese nivel.

2.2.7.6.1. Características de la capa sub-rasante

Las características mínimas y genéricas que debe contener la capa son:

- a) Espesor de 30 cm.
- b) Grado de compactación de 95% proctor mejorado.
- c) Valor relativo de soporte: 15%.
- d) Expansión máxima de 5%.

2.2.7.6.2. Funciones de la capa sub-rasante

Las funciones principales que se espera cumpla la capa son:

- 1) Recibir y resistir las cargas del tránsito.
- 2) Transmitir y distribuir de modo uniforme las cargas de tránsito al cuerpo del terraplén formado.
- 3) Evitar que los materiales finos-plásticos que formen el cuerpo del terraplén contaminen el pavimento. El tamaño de las partículas debe estar entre las finas correspondientes al cuerpo del terraplén y las granulares del pavimento.
- 4) Evitar que las imperfecciones de la cama de los cortes se reflejen en la superficie de rodadura.
- 5) Uniformar los espesores del pavimento, sobre todo cuando varían los materiales de terracería a lo largo del tramo del proyecto.
- 6) Economizar espesores de pavimento, sobre todo cuando los materiales de las terracerías requieran un espesor grande.

2.2.7.6.3. Cuerpo del terraplén

Este es parte esencial de la terracería (volumen de material que se extrae o que sirve de relleno en la construcción de un tramo); algunas de sus finalidades son:

- 1) Alcanzar la altura necesaria para satisfacer principalmente las especificaciones geométricas (sobre todo a lo relativo a la pendiente longitudinal).
- 2) Resistir uniformemente las cargas del tránsito transmitidas a la misma por las capas superiores en forma adecuada al terreno natural, de acuerdo con su resistencia.

Los materiales utilizados en la construcción del cuerpo del terraplén se dividen en compactibles y no compactibles, aunque esta clasificación es algo ambigua pues todos los materiales son susceptibles a compactarse. Sin embargo esta clasificación es en base a la finalidad que tienen los materiales para compactarse con los métodos usuales y para medir el grado alcanzado.

Se dice que un material es compactible cuando, luego de disgregarse, se retiene menos del 20% en el tamiz de 3" y menos de 15% en el tamiz de 6". Los materiales no compactibles carecen de estas características.

2.2.8. Movimiento de tierra

Esta parte del diseño se inicia con el trazado y nivelado definitivo de la sub-rasante, la que se basó (idealmente) en normas para proyectos relativos a: la combinación posible de las pendientes de las tangentes verticales; la propuesta para el drenaje, a fin de que la rasante tenga la posición adecuada para dar cabida a las obras y las recomendaciones geotécnicas en cuanto a la capacidad de carga del terreno natural y la altura mínima de terraplén dado.

Al mismo tiempo que se realiza la propuesta de la sub-rasante definitiva, se obtienen en el campo las secciones transversales del terreno en cada estación cerrada de 15 a 20 metros y de los puntos principales de las curvas. (Esto se ha de plasmar en el plano de cortes y secciones del proyecto).

2.2.8.1. Área de sección transversal

La topografía perpendicular a la línea central del tramo determina el movimiento de tierras; pues al proyectar la sección en el dibujo (normalmente a la línea central) se obtiene el área de la misma.

Con base en los alineamientos horizontal y vertical, las secciones de construcción del camino se proyectan sobre el dibujo de las secciones transversales del terreno, marcando para cada estación la colocación de la sub-rasante en el centro de la línea, que quedará hacia arriba si es relleno y hacia abajo si es corte.

Para cada sección marcada del tramo se miden estas áreas; enseguida se calculan los volúmenes de corte y relleno para el mismo.

Además, de ser necesaria la estabilización de un talud, se propone la tabla V, que es la recomendación de obra para taludes próximos a la línea del tramo.

Tabla XI. Taludes recomendados para corte y relleno.

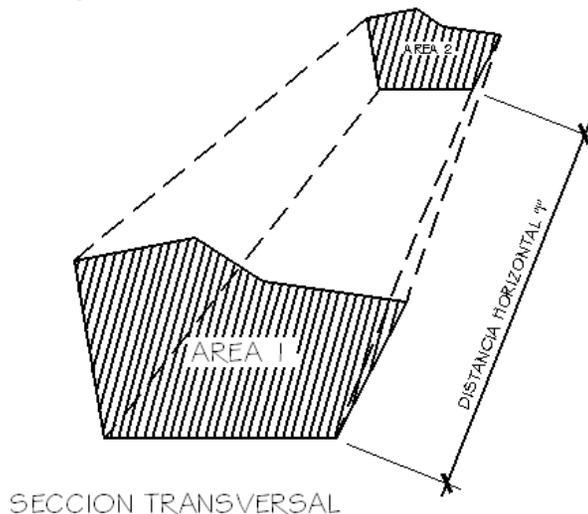
CORTE		RELLENO	
ALTURA (m)	H-V	ALTURA (m)	H-V
0-3	2-1	0-3	2-1
3-7	1-2	> 3	3-2
> 7	1-3	-----	-----

Fuente: normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales; SEICA. Pág. 80

2.2.8.2. Cálculo de volumen para movimiento de tierra

Para cada área obtenida anteriormente, se ha de idealizar un prisma de longitud "l" de terreno que debe rellenarse o cortarse; haciendo la suposición que el terreno es uniforme entre dos estaciones sucesivas, se hace un promedio de sus áreas y se multiplica por la distancia horizontal "l" existente entre ellas, se obtiene de esta manera el volumen (sea de corte o relleno) del tramo en análisis.

Figura 36. Sección transversal típica.



De la figura 36 se obtiene visualmente que el volumen a calcular se exprese por medio de la fórmula:

$$Vol = \frac{(area1 + area2)}{2} * l$$

Si existiese el caso en que un extremo de la sección tenga solo área de corte y el otro solo relleno, se ha de calcular una distancia de *pasos*, donde teóricamente el área pasa a ser de corte a relleno. Esto se obtiene por medio de interpolación de las dos áreas en la distancia que las separa.

Para facilitar este cálculo se recurre a las siguientes fórmulas:

$$Vol_{corte} = \frac{(c1 + c2)}{2 * (c1 + c2 + r1 + r2)} * l$$

$$Vol_{relleno} = \frac{(r1 + r2)}{2 * (r1 + r2 + c1 + c2)} * l$$

Donde:

- $c1$ & $c2$ → área de corte en primera y segunda sección respectivamente.
- $r1$ & $r2$ → área de relleno en primera y segunda sección respectivamente.
- L → distancia que separa a las secciones.

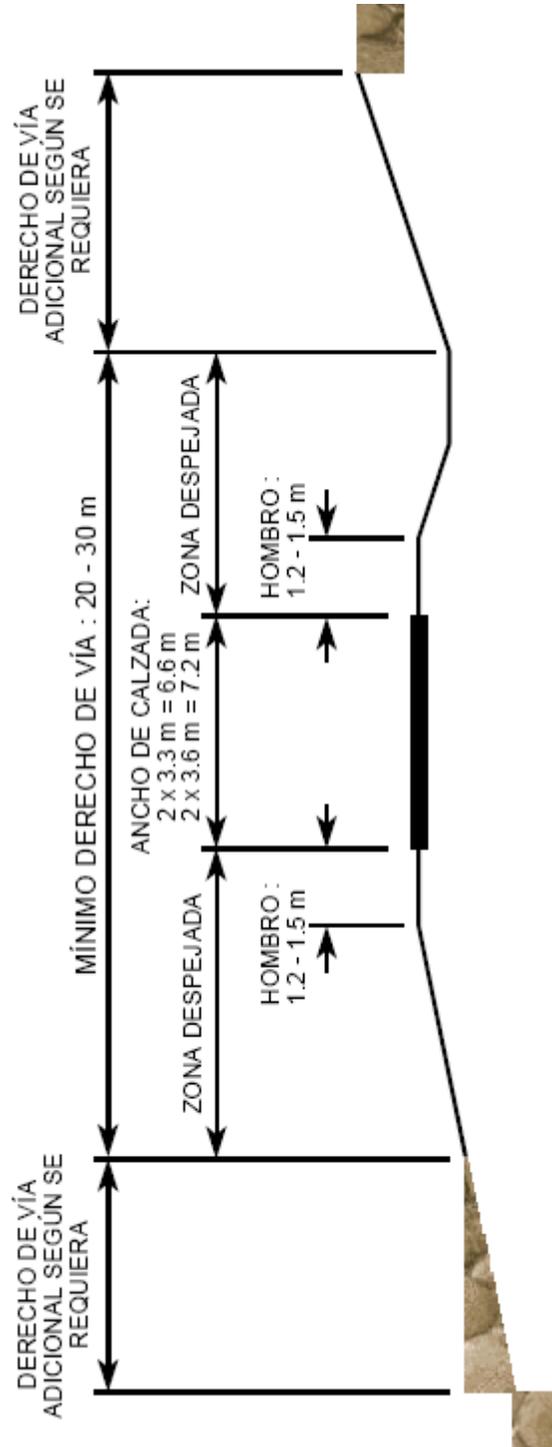
Los volúmenes de corte ya calculados se multiplican por un factor de variación volumétrico; esto debido a la suposición (ideal pero errónea) de la homogeneidad del suelo en el tramo de sección analizado. Como los materiales en los cortes no tienen el mismo peso volumétrico que tendrán en los rellenos no pueden compararse con validez y por ello se afectan por este factor, que es una relación del peso volumétrico de un mismo material en el corte y en el relleno.

2.2.9. Derecho de vía

El derecho de vía es la franja de terreno que adquiere el dueño de una carretera, normalmente el estado, para la construcción de la misma, incluyendo dentro de sus límites el diseño bien balanceado de la(s) calzada(s) con sus carriles proyectados, los hombros interiores y exteriores, las medianas y todos los demás elementos que conforman normalmente la sección transversal típica de este tipo de instalaciones, conforme su clasificación funcional.

La determinación del ancho del derecho de vía de una carretera conlleva, por consiguiente, la determinación del ancho óptimo de los componentes de la sección transversal típica que, para el término del período de diseño de alrededor de veinte años, se requiere acomodar con la amplitud necesaria y suficiente dentro de la franja de terreno adquirida para la obra vial y sus detalles conexos. Esta es la opción para determinar el ancho de derecho de vía que podría calificarse como mínima, por corresponder a soluciones desarrolladas en condiciones restrictivas, como sucedería en zonas urbanas y suburbanas donde el valor del suelo es elevado, como también es elevado el costo de las propiedades colindantes que se precisa expropiar. En casos extremos de esa naturaleza, se llega en ocasiones a sacrificar el diseño y optar por soluciones de dimensiones restringidas a un mínimo funcional y de sentido práctico, donde lo primero que se limita son los anchos de cunetas y las dimensiones de la mediana o franja divisoria central.

Figura 37. Sección transversal típica para derecho de vía.



Fuente: normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales; SEICA. Pág. 172.

2.2.10. El mantenimiento de las carreteras y la seguridad vial

Los responsables del mantenimiento de las carreteras deben tener plena conciencia del alcance del buen funcionamiento de todas las instalaciones y dispositivos que desempeñan una función dentro de la seguridad vial. Por lo tanto deben otorgarle la prioridad que merecen a las tareas de inspección, conservación, reparación y reemplazo de dichas instalaciones y dispositivos en reconocimiento del papel que desempeñan.

En particular es crítico el mantenimiento de las marcas en el pavimento y las señales de tránsito, que deben ser colocadas con estricto apego a los manuales vigentes. Las marcas borradas por el uso y las señales destruidas, dañadas, faltantes o carentes de elementos reflectivos pueden limitar la información necesaria para los conductores y provocar accidentes severos de indeseables consecuencias.

2.3. Diseño de pavimento rígido

2.3.1. Descripción del proyecto

Se desarrolla la propuesta para diseño de pavimento rígido (también llamado losa de concreto hidráulico) a base de cemento Portland para el tramo en cuestión (además de su mejoramiento geométrico); la parte superior del pavimento rígido se ha de constituir sobre la sub-base y proporciona la superficie de rodamiento.

El concreto hidráulico es un material pétreo artificial, que se elabora mezclando agua, cemento, arena y grava, en proporciones tales que produzcan resistencias y densidades deseadas.

Es de importancia saber el comportamiento del suelo en el lugar, por lo que los ensayos realizados al suelo se han hecho a partir de muestras representativas que se tomaron a cada 500 metros del tramo a pavimentar con una profundidad de muestra de 70-80 centímetros.

2.3.2. Estudio de la mecánica de suelos en el lugar

Los ensayos correspondientes de mecánica se han hecho bajo la supervisión del ingeniero jefe de la sección de mecánica de suelos de la Universidad de San Carlos de Guatemala y todos ellos se han llevado a cabo bajo normas de ensayos específicas en base a A.A.S.H.T.O.

2.3.2.1. Ensayos para la clasificación del suelo

Los sistemas de clasificación de suelo dividen a estos en grupos y subgrupos en base a propiedades ingenieriles comunes tales como la *distribución granulométrica*, el *límite líquido* y el *límite plástico* (límites de Atterberg) (ensayos que consta este método).

Los 2 sistemas de clasificación principales en uso son:

1. el sistema A.A.S.H.T.O. o P.R.A.
2. el sistema U.S.C.

La clasificación de este suelo se hace por medio del sistema A.A.S.H.T.O. que se utiliza para la clasificación de las capas de una carretera, lo cual es apto para este proyecto en particular.

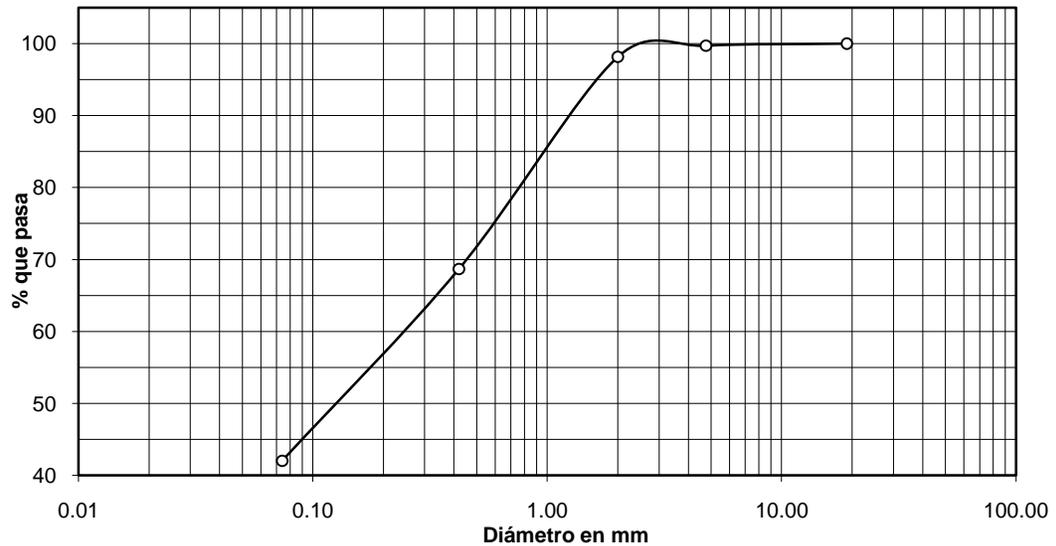
2.3.2.1.1. Análisis de distribución granulométrica

Este ensayo se basa en las normas A.A.S.H.T.O. T-27 & T-11. De esto se obtiene:

Tabla XII. Tabulación de datos obtenidos por ensayo de análisis de distribución granulométrica.

Análisis con Tamices:			% de Grava:	0,29
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa	% de Arena:	57,69
3"	76,2	100,00	% de Finos:	42,02
2"	50,8	100,00		
3/4"	19,00	100,00		
4	4,76	99,71		
10	2,00	98,16		
40	0,42	68,68		
200	0,074	42,02		

Figura 38. Gráfica de datos obtenidos por ensayo.



2.3.2.1.2. Límites de consistencia de Atterberg

La finalidad de este ensayo es definir el cambio de un estado líquido a un estado plástico como *Límite líquido* y de un cambio plástico ha solidado como *Límite plástico*, parámetros que sirven para la clasificación del suelo.

Para este estudio los datos obtenidos son los siguientes:

Tabla XIII. Tabulación de datos obtenidos por ensayo de consistencia de Atterberg.

DESCRIPCION:	Arcilla limosa color café oscuro			
ENSAYO	LIMITE LÍQUIDO		LIMITE PLASTICO	
GOLPES	18		-----	
TARRO	A-21	C-41	A-75	C-45
PBH gr	46.2	55	37.6	34.5
PBS gr	40.9	47.5	34.8	31.4
TARA gr	24.3	24.4	24.7	20.3
DIF gr	5.3	7.5	2.8	3.1
PNS gr	16.6	23.1	10.1	11.1
HUMEDAD	31.9	32.5	27.7	27.9
PROMEDIO	32.2		27.8	

	K=	0.9610	LL:	30.9
CLASIFICACION:		ML	LP:	27.8
			IP:	3.1

2.3.2.1.3. Clasificación del suelo

Con los datos obtenidos se puede llegar a la clasificación del suelo por medio del “Sistema de Clasificación A.A.S.H.T.O.” (Tabla que se anexa al final de este trabajo).

De los límites obtenidos:

Tabla XIV. Tabulación de datos obtenidos por ensayo de límites de consistencia.

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	A.A.S.H.T.O. *		DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	30,9	3,1	A-4	IG 8	Arena limosa color café oscuro

(*) A.A.S.H.T.O. = CLASIFICACION PARA CARRETERAS

De acuerdo a lo anterior se concluye que el suelo se encuentra en el grupo “A-4” & un índice de grupo de 8, lo cual significa que es una **arena limosa color café oscuro**.

2.3.2.1.4. Análisis de resultados

La clasificación del suelo (de acuerdo a ensayos realizados) es de suma importancia para el proyecto en cuestión pues ahora ya se tiene el comportamiento del suelo como un dato confiable.

2.3.2.2. Ensayos para desarrollo de la construcción de la estructura

Para esta parte tendremos en cuenta aspectos propios de la muestra en el lugar, a saber:

- densidad de la muestra
- contenido de humedad óptimo

Estos datos también son de importancia pues conoceremos el valor del peso por unidad de volumen del suelo y su humedad óptima trabajable *in situ*.

2.3.2.2.1. Contenido de humedad en el lugar

De acuerdo a los ensayos realizados se llegó al siguiente valor en porcentaje para humedad en el lugar:

- ✓ Humedad=22.6%

Guatemala, en el estudio de suelos para carreteras, calcula la humedad óptima de compactación por medio del proctor modificado (A.A.S.H.T.O. T-180), que ocurre cuando alcanza su máxima compactación.

2.3.2.2.2. Densidad de la muestra

De acuerdo a los ensayos realizados se llegó al siguiente valor:

$$✓ \gamma_{maxima} = 1.58 \frac{ton}{m^3}$$

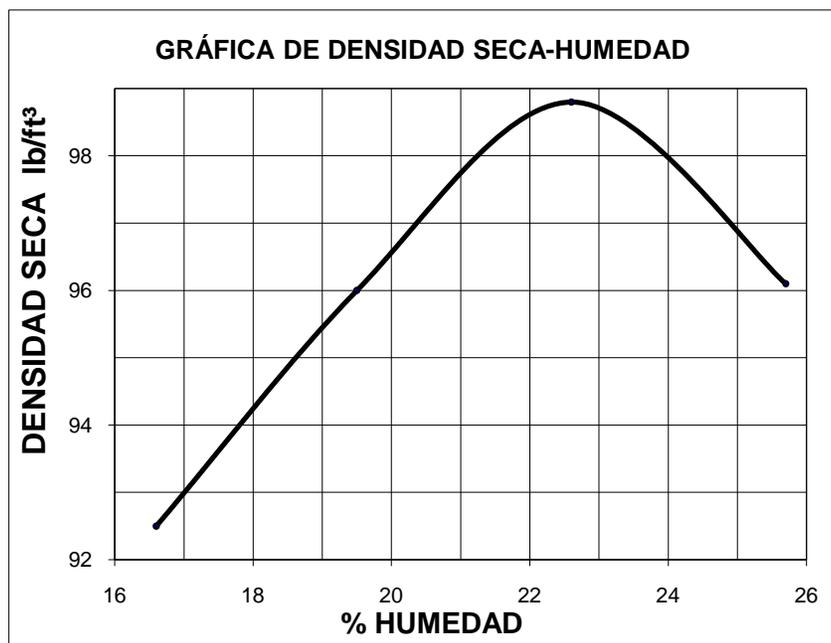
La masa del suelo está formada por partículas de sólidos y vacíos, si la masa del suelo se encuentra suelta, tiene mayor número de vacíos; al ser compactada la masa, estos vacíos se reducen hasta llegar a un mínimo, en otras palabras: alcanza su menor volumen y su mayor peso.

Esto es la densidad máxima. Para que esto suceda, la masa de suelo debe de tener una humedad específica, que es su humedad óptima.

Cuando el suelo alcanza estos valores, obtiene características como:

- ✓ Reducción de relación de vacíos.
- ✓ Capacidad impermeable.
- ✓ Aumenta la capacidad del suelo para soportar cargas.

Figura 39. Gráfica de compactación Proctor modificado.



2.3.2.3. Análisis para determinar la resistencia del suelo

2.3.2.3.1. Ensayo de valor soporte del suelo C.B.R.

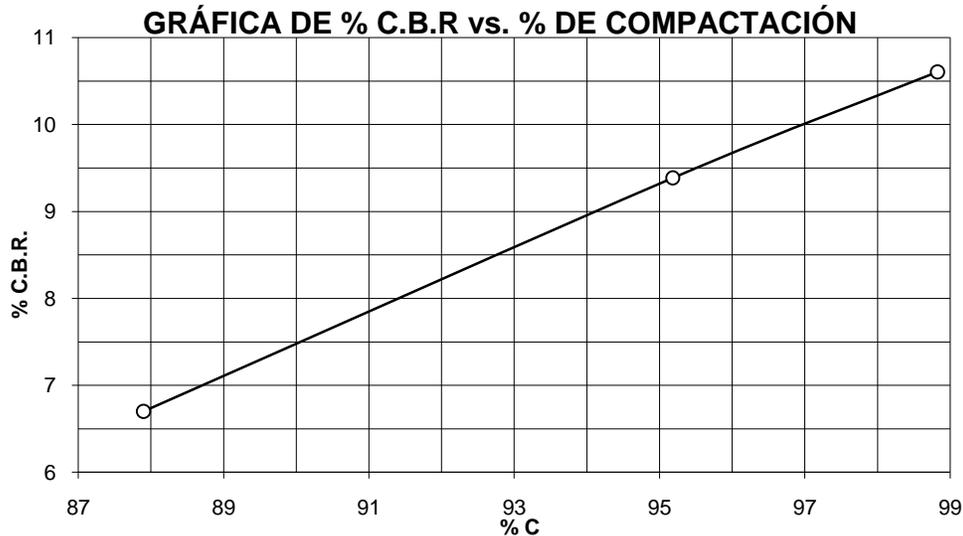
Este ensayo se nombra California Bearing Ratio (por sus iniciales en inglés) y es un valor índice para resistencia al esfuerzo penetrante en condiciones establecidas de compactación y humedad. Este valor se expresa en porcentaje de carga requerida para producir la misma penetración en una muestra estándar de piedra triturada. Para llevarlo a cabo, es importante conocer la humedad óptima y actual de la muestra. Se ha de contar también con cilindros normados que se rellenan con la muestra (cinco capas) para 10, 30 y 65 golpes de compactación.

Para cada cilindro se obtiene el porcentaje de compactación, expansión y C.B.R. El procedimiento de ensayo se rige por la norma A.A.S.H.T.O. T-193 y el resultado se muestra con una gráfica C.B.R. vs. % compactación.

Tabla XV. Datos tabulados de ensayo C.B.R.

PROBETA	GOLPES	PARA LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	γ (lb/ft ³)			
1	10	22,50	86,8	87,90	0,02	6,7
2	30	22,50	94,0	95,18	0,01	9,4
3	65	22,50	97,6	98,83	0,22	10,6

Figura 40. Gráfica CBR-Compactación.



El método de C.B.R. para propuesta de diseño de pavimento es uno de los más utilizados, su base principal es que a menor valor de C.B.R. de la sub-rasante es necesario colocar mayores espesores en la estructura de pavimento para darle protección de las cargas de tránsito que lo frecuentarán.

Tabla XVI. Resistencia del suelo

% C.B.R.	Clasificación	Utilización en obra
0-3	Muy pobre	Sub-rasante
4-7	Pobre a regular	Sub-rasante
8-20	Regular	Sub-base
21-50	Bueno	Sub-base, base
51 o mas	Excelente	Base

Finalmente, el valor de C.B.R. es el que determinará la propuesta de espesor de capa del pavimento.

2.3.3. Diseño de pavimento rígido

Para esta clase de proyecto se deben, primero, tomar algunas consideraciones de diseño; esto con el fin de obtener un producto fuerte y durable.

Para el diseño del pavimento rígido se utilizará el método *simplificado* propuesto por la Asociación del Cemento Portland (P.C.A. por sus iniciales en inglés) donde se cuenta con tablas de datos tabulados para distribuciones de carga-eje en función de diferentes categorías de tránsito esperado para tramos. Estas tablas se formularon para un período de diseño de 20 años y tienen un factor de seguridad de 1, 1.1, 1.2 & 1.3 para las categorías 1, 2, 3, & 4 respectivamente.

Tabla XVII. Clasificación de vehículos según categoría de cargas por eje

Clasificación de vehículos según su categoría de cargas por eje						
Categoría	Descripción	Tráfico			Máxima carga por eje, KIPS	
		TPD	%	TPDA por día	Sencillo	Tandem
1	Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a Medio).	200 a 800	1 A 3	arriba de 25	22	36
2	Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (altas), carreteras primarias y calles arteriales (bajo)	700 a 5000	5 A 10	40 a 1000	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias supercarreteras interestatales urbanas y rurales (bajo a medio)	3000 a 12000 - 2 carriles 3000 a 5000 - 4 carriles	8 A 30	500 a 5000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras primarias, supercarreteras (altas) interestatales urbanas y rurales (medio a alto)	3000 a 20000 - 2 carriles 3000 a 15000 - 4 carriles	8 A 30	1500 a 8000	34	60

Si el período de diseño excediera los 20 años propuestos, entonces se multiplica el TPDA por un factor; por ejemplo si se proponen 30 años, el factor será 30/20.

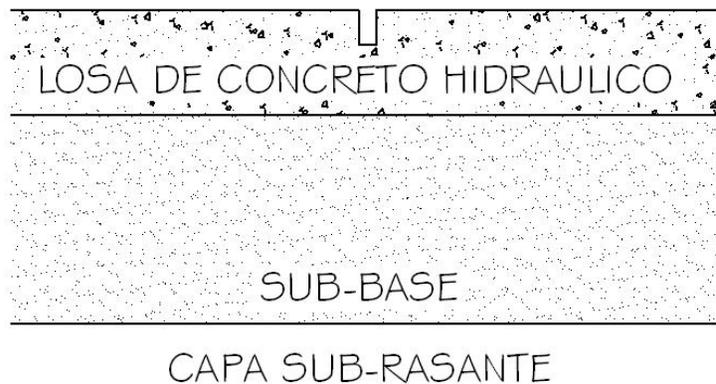
Es importante hacer mención que el éxito de un diseño de pavimento rígido se basa en un buen estudio de la mecánica de suelos en el lugar, pues esto devuelve valores reales del lugar y finaliza en la capacidad de cuantificar esfuerzos últimos del suelo, lo que optimiza el espesor de la carpeta de rodadura; que es la capa sobre la cual se aplican directamente las cargas del tránsito.

Para este caso en particular, se toma por opción a la categoría "1"; esta cumple todos y cada uno de los requisitos reales del tramo en cuestión.

2.3.3.1. Carpeta de rodadura

Esta capa se coloca encima de la sub-base (esto por considerar para este caso pavimento rígido) y es una losa de concreto hidráulico tipo I & II según A.A.S.H.T.O. M 85-63; esta capa ha de proteger a las capas inferiores de los efectos inclementes del tiempo y además resiste con un ligero desgaste los esfuerzos producidos por el tránsito diario.

Figura 41. Esquema de las capas que forman un pavimento rígido construido sobre la capa sub-rasante.



2.3.3.2. Módulo de reacción de sub-rasante (k)

Este módulo es realmente una propiedad de apoyo que se ofrece al tráfico, está definida como la pendiente o razón de cambio de la gráfica carga-deformación obtenida *insitu* por el ensayo de disco normado por ASTM D-1196 y su resultado se expresa en carga contra volumen (kg/cm³ o lb/in³).

Este valor es función de la clasificación de suelo, realizada por granulometría y límites de consistencia, o de su valor de CBR. Utilizando cualquier criterio se obtiene un valor ambiguo, por lo que “K” no será muy exacto; esto no repercute de forma apreciable en los requerimientos del espesor de la carpeta de rodadura.

El criterio para obtener el valor de “K” será por medio de la clasificación del suelo, que ha sido “arena limosa color café oscuro”; obteniendo el valor de:

$$K = 160 \frac{lb}{in^3}$$

Tabla XVIII. Valores de “K” según clasificación de suelo

TIPO DE SUELO	SOPORTE	Rango de valores de K en lb/pulg ³
Suelos de grano fino en el cual el tamaño de partículas de limo y arcilla predominan	Bajo	75 – 120
Arenas y mezclas de arenas con grava, con una cantidad considerable de limo arcilla	Mediano	130 – 170
Arenas y mezclas de arenas con grava, relativamente libre de finos	Alto	180 – 220
Sub-base tratada con cementos	Muy alto	250 – 400

2.3.3.3. Módulo de ruptura del concreto (M_r)

Debido al paso de vehículos sobre la carpeta de rodadura se producen esfuerzos combinados de flexión y compresión; la compresión es mínima por lo que, por criterio, se desprecia en el diseño.

En cuanto a los esfuerzos flexionantes, estos son de gran magnitud y por lo tanto sus valores se usan para el diseño del espesor del pavimento rígido. La fuerza de flexión se determina por el módulo de ruptura del concreto " M_r ", el cual, en definición, es el esfuerzo máximo de tensión en la fibra extrema de una viga prismática de concreto.

Esta resistencia es sumamente baja y de determinación ambigua pues existen concentraciones de esfuerzo cuando se trata de dar agarre al elemento en su ensayo; sin embargo una buena aproximación se da por el método de ensayo de "hendido" donde la tensión máxima probable será 10 a 20% de la resistencia a la compresión del elemento.

Como una propuesta real, se da un $f'_c = 4000 \text{ PSI}$ y un 14% de tensión máxima probable; por lo que:

$$M_r = 560 \frac{lb}{in^2}$$

2.3.3.4. Diseño de espesor de pavimento

Teniendo en cuenta la clasificación de carga por eje, la integración de bordillo (cuneta) para encausar la precipitación de agua pluvial, el módulo de reacción “K” de la sub-rasante como un valor de soporte medio y el módulo de ruptura del concreto $Mr = 560 \frac{lb}{in^2}$; es posible dar el espesor de la carpeta por medio de la siguiente tabla:

Tabla XIX. Espesor óptimo de carpeta de rodadura en función de Mr y K.

SIN HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO				CON HOMBROS DE CONCRETO OBORDILLO			
ESPEJOR DE LOSA PLG	SOPORTE DE SUBRASANTE Y SUB- BASE			ESPEJOR DE LOSA PLG.	SOPORTE DE SUBRASANTE Y SUB-BASE		
	BAJO	MEDIO	ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO
MR = 650 PSI							
4.5			0.1	4 4.5	2	0.2 8	0.9 25
5 5.5	0.1 3	0.8 15	3 45	5 5.5	30 320	130	330
6 6.5	40 330	160	430				
MR = 600 PSI							
5 5.5	0.5	0.1 3	0.4 9	4 4.5	0.2	1	0.1 5
6 6.5	8 76	36 300	98 760	5 5.5	6 73	27 290	75 730
7 7.5	520			6	610		
MR = 550 PSI							
5.5	0.1	0.3	1	4.5		0.2	0.6
6 6.5	1 13	0 60	10 160	5 5.5	0.8 13	4 57	10 150
7 7.5	110 620	40		6	130	480	

La forma de utilizar la tabla es la siguiente:

- 1) Ubicarse en el lado derecho de la misma, esto pues se contempla la implementación de hombros o cuneta.
- 2) Buscar la casilla correspondiente para el $Mr = 560 \frac{lb}{in^2}$. (el próximo es 550PSI ubicarse en allí).
- 3) Ahora, como el CBR obtenido de ensayos está en el rango de 6-10, ubicarse en la 2da fila (de abajo hacia arriba).
- 4) Con ello, el valor propuesto para espesor de losa será 5.5in o 15.0cm.

Las tablas propuestas por el método ya contemplan la fatiga y erosión del suelo; la fatiga se toma en cuenta para mantener dentro de los límites de seguridad los esfuerzos debidos a las cargas cíclicas del tráfico. El contemplar la erosión posible del suelo se usa pues limita los efectos de las deflexiones del pavimento en los bordes.

Haciendo referencia a la capa base del pavimento, el método simple de P.C.A. da mayor importancia a la uniformidad del apoyo que al grado de resistencia del suelo, el método considera que la losa de concreto hidráulico tiene una capacidad óptima de distribución de la carga impuesta por el tráfico; además con frecuencia los materiales que forman parte de la sub-rasante presentan características favorables, las que pueden sustituir las funciones de la base.

2.3.3.5. Diseño de las juntas

La principal base para dar a luz a esta parte del diseño es de reducir los efectos de expansión y contracción, para facilitar el colado del concreto y finalmente para tener espacio al ligar las losas de concreto colindantes del proyecto.

Otra base para la realización de estas juntas es asegurar la continuidad de la superficie de rodadura y una buena presentación, así como conservación, del pavimento.

Las juntas deberán construirse con las caras perpendiculares a la superficie del pavimento y deberán protegerse contra la penetración de elementos perjudiciales o dañinos.

2.3.3.5.1. Tipos de juntas

Para poder reducir efectos de expansión y contracción en la losa de concreto hidráulico, que repercutirían en grietas mal vistas, se debe tener claro qué tipos de juntas existen y dónde colocarlas.

De acuerdo a lo anterior se describen brevemente los tipos de juntas existentes y cómo emplearlos en la realización del proyecto.

- Juntas de contracción
- Juntas de dilatación
- Juntas de construcción
 - Juntas transversales de construcción
 - Juntas longitudinales de construcción

Juntas de contracción → para que el agrietamiento del concreto no sea irregular si no perpendicular al eje del colado y asegurar el trabajo en conjunto de las losas, se construyen juntas de contracción; esta junta limita los efectos de esfuerzos de tensión causados por un cambio de temperatura ambiente. Funciona debilitando la losa, a modo de inducir la grieta donde se ha dejado la junta, la profundidad de la misma es aproximadamente $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{3}$ del espesor total de la losa. Esta junta se forma al aserrar el concreto endurecido, colocando *taquitos* o láminas de caucho en los lugares de las juntas antes de colar el concreto o bien, hacerlo durante la colada del concreto antes de que se endurezca por completo dejando una placa en el concreto fresco.

Juntas de dilatación → también son conocidas como juntas de expansión y su función es permitir el movimiento de la losa debido a cambios en la temperatura al elevarse esta; cuando la temperatura se eleva, aumenta la longitud de la losa y esto hace que se den esfuerzos de tensión en el concreto. Si no se coloca esta junta la losa podría abombarse o reventarse en forma convexa. Esta clase de junta se coloca, generalmente, a cada 10 o 15 metros a lo largo del pavimento. Su espesor puede ser de $\frac{3}{4}$ " a 1" y deben llevar dispositivos para transferir la carga apropiadamente. Estas juntas deben rellenarse con caucho o corcho que permitan la expansión libre de la losa, además de excluir a la suciedad.

Juntas de construcción →

- Juntas transversales de construcción: estas se elaboran cuando el colado de concreto fresco se suspende por más de 25 minutos por cualquier razón. Esta clase de junta tiene por objeto dar anclaje seguro entre colado de concreto viejo con nuevo y se hace embebiendo una varilla de acero corrugada de $\frac{1}{2}$ " unos 35 – 40 centímetros en la colada final. Se debe también dejar la varilla fuera unos 35 – 40 centímetros, esta queda cubierta de nuevo con concreto al reanudarse la colada, así se tendrá un amarre que no permita la abertura de grieta y además transmita la carga.
- Juntas longitudinales de construcción: estas son paralelas al eje longitudinal del pavimento, previenen grietas longitudinales y son comúnmente en unión *macho-hembra*. La profundidad de la ranura superior de esta junta no debe ser inferior de $\frac{1}{4}$ del espesor de la losa. Su separación máxima será de 3.50m, que es la que determina el ancho de carril.

2.3.3.6. Conformación y curado del pavimento

Conformación:

El pavimento rígido está constituido por cemento, finos, gruesos, aire, agua y aditivos (opcional); la mezcla, en estado plástico, se coloca en la sub-base humedecida y se hace vibrar para dejar salir el aire que excede pues este excedente puede causar otra clase de fallas.

Se coloca un arrastre mecánico para dejar lista la rasante anteriormente diseñada, luego se raya el concreto de forma perpendicular a la línea central del tramo para luego aplicar un curado.

Curado:

Su función es mantener el pavimento fresco para que no libere vapor y pierda resistencia dentro de las primeras 24 horas del pavimento.

Se deja clausurado el paso durante 28 días, el cual es el tiempo necesario para que el concreto llegue a su resistencia mínima requerida, luego de este tiempo se deja libre el paso.

El curado es un compuesto de color blanco, líquido, que se aplica sobre la superficie del concreto hidráulico recién colado. Se elabora bajo la norma ASTM C-309. Se aplica por medio de un aspersor, con el fin de cubrir toda la superficie con una película uniforme, además de economizar su aplicación.

El rendimiento del mismo es 1 litro por cada 5 metros cuadrados en una mano de aplicación.

2.3.3.7. Normativa de diseño

2.3.3.7.1. Pavimento de concreto

Es una losa de concreto hidráulico mezclada con ciertos materiales pétreos, diseñada para resistir las cargas cíclicas del tráfico.

El proyecto consiste en la construcción, sobre sub-base preparada y aceptada previamente, de la carpeta de rodadura; de acuerdo con planos de diseño, colocación, compactación, acabado, curado y protección de la misma, ajustándose a los lineamientos horizontal y vertical, espesores, secciones típicas, todo dentro de lineamientos y tolerancias estipuladas de conformidad con especificaciones.

2.3.3.7.2. Materiales a emplear

Cemento hidráulico → este material deberá cumplir con las normas:

- a) A.A.S.H.T.O. M-85
- b) ASTM C-150
- c) COGUANOR NG 41005

Para los cementos portland ordinarios, con una resistencia a la compresión de 210.0 kg/cm² (4000PSI) o mayor. No deberá ser mezclado con cementos de otra clasificación o marca cementera.

Agregado fino → este consiste en arena natural o manufacturada compuesta de granos durables que llene los requisitos de concreto para pavimento y concreto sujeto a desgaste superficial. Este material debe ser almacenado separadamente del agregado grueso, en pilas diferentes e independientes para las diversas procedencias, debiéndose controlar características y condiciones por medio de ensayos de laboratorio (como módulo de finura), esto con el fin de hacer ajustes en la dosificación del diseño de mezcla.

Agregado grueso → consiste en grava o piedra triturada procesada adecuadamente para formar un material de agregado clasificado.

Agua → esta será, en la manera de lo posible, potable, limpia y libre de otros fluidos perjudiciales como el aceite, ácidos, azúcar, sales, entre otros. El agua de mar o pantanos no será permitida para usarse como material para hacer concreto; sin embargo, el agua que proviene de abastecimientos o sistemas de distribución puede usarse sin ensayos previos. Donde exista un lugar de abastecimiento y este no sea profundo (mayor a 7 metros) debe de excluirse sedimentos y materia orgánica.

Aditivos → estos serán para el concreto hidráulico y se emplearán con la aprobación previa del supervisor/diseñador y siguiendo instrucciones del fabricante; debe demostrarse que el aditivo es capaz de mantener la misma composición y rendimiento del concreto de la mezcla básica. Previo a la autorización, por parte del supervisor/diseñador, del uso de aditivos, el contratista deberá realizar mezclas de pruebas en campo usando los materiales y equipo empleado en la obra. Si se emplea más de 1 aditivo, debe tomarse en cuenta que no se den conflictos entre ambos aditivos que puedan comprometer la utilización de ambos en el proyecto. Si el día es caluroso, se debe ser precavido para evitar el fraguado fulminante del concreto.

Requisitos para la resistencia del concreto en obra → el concreto deberá tener una resistencia a la compresión promedio mínimo de 184 kg/cm² (3,500PSI) [AASHTO T-22 y ASTM C-39], una resistencia a la flexión promedio mínima de 28.50 kg/cm² (550PSI) [AASHTO T-97 y ASTM C-78], todo esto determinado por especímenes preparados según AASHTO T-126 y/o ASTM C-192 ensayados a los 28 días del colado.

Bajo ninguna circunstancia el número de muestras para ensayar será menor que:

- a) 1 por día.
- b) 1 por cada 120 m³ de concreto colado diariamente.
- c) 1 por cada 500 m² de superficie de losa.

Materiales para las juntas → los materiales empleados para relleno de juntas deben ser según la división 550, sección 551.06 de las especificaciones generales para la construcción de carreteras de la División General de Carreteras.

Materiales para el curado → estos materiales se ajustarán a lo que contempla la división 550, sección 551.08 de las especificaciones generales para la construcción de carreteras de la División General de Carreteras.

2.3.3.7.3. Equipo de colocación del concreto

El contratista deberá suministrar el equipo adecuado de acuerdo al proyecto en sí; el mismo deberá ser inspeccionado previamente por el supervisor. Los equipos para producción y suministro de concreto deben ser de la capacidad suficiente para surtir adecuadamente y en forma continua las cantidades de concreto requeridas en obra.

Vibradores → son complemento del equipo, serán de inmersión manual o de placa. Se usan para consolidar el concreto sin llegar a segregarlo; la frecuencia vibratoria no debe ser menor que 5,000 ciclos por minuto para los vibradores de inmersión. No deberá permitirse que los vibradores operen en contacto con las formaletas o con el acero embebido para las juntas transversales de construcción.

Aserrado de juntas → deben usarse sierras para concreto que aseguren el corte en la profundidad deseada; deben estar equipadas con una guía que de la alineación normal.

2.3.3.7.4. Colocación y compactación del concreto

La losa de concreto debe ser construida sobre la superficie de la sub-base; si existiesen baches o depresiones formadas por el movimiento de maquinaria, personal o cualquier elemento estos deben corregirse antes de colar concreto llenándolo con material igual al de la superficie preparada y nunca con lechada, agregados o concreto; seguido se debe proceder a conformar y compactar el material con una compactadora mecánica de operación manual; el material que excede deberá removerse del lugar, dejando la superficie nivelada y de acuerdo a la sección típica de pavimentación.

El concreto deberá colarse, de preferencia, con máquina espaciadora que prevenga la segregación de los pétreos; si se requiriera movimiento manual del concreto deberán usarse palas y no rastrillos. Por ninguna razón, al ser transportado el concreto, este deberá ser objeto de utilización del vibrador de inmersión.

La compactación debe ser hasta alcanzar el nivel de las formaletas en la superficie completa de la losa; se realizará con la ayuda de vibradores de superficie montados sobre ruedas, esto para aplicar la vibración directamente sobre todo el ancho de la losa y no sobre las formaletas. Como complemento se usarán vibradores de inmersión.

Al momento de colarse el concreto, si existiese depresión alguna, esta deberá llenarse inmediatamente con concreto fresco y las partes altas cortarlas con la llana; esto para cumplir con tolerancias en la superficie del pavimento.

El acabado final (alisado) debe efectuarse antes del endurecimiento pudiendo dejar las aristas de las juntas de último. Al terminar el alisado, habiendo removido el exceso de agua y estando el concreto en estado plástico aun debe comprobarse la exactitud de la superficie de la carpeta por medio de un *escantillón* de 3 metros de longitud, el que debe colocarse en posiciones aleatorias sobre toda el área del carril que no esté afectada por algún cambio de pendiente, las diferencias observadas por efecto (depresiones) o excesos (áreas altas) no debe ser mayores a 3.0mm, además toda irregularidad debe ser eliminada en el instante agregando o cortando por medio de pasadas con el borde la llana.

2.3.4. Obras de protección

2.3.4.1. Obras pluviales

El objetivo primordial del drenaje en el tramo es de reducir al máximo la cantidad de agua que, de una u otra forma, llega al mismo.

Para que el tramo tenga buen drenaje, deberá evitarse caudales grandes que puedan destruir, por medio de la erosión, la capa de rodadura formando baches y/o estanques en la misma; el mantener agua estancada hace que los taludes y terracerías pierdan su estabilidad.

La profundidad mínima para la instalación de drenaje será tal que, el espesor del relleno evite el daño a los conductos ocasionados por las cargas cíclicas de tránsito. Según normas de INFOM, para tráfico normal hay una profundidad mínima a respetar de 1.00m y tráfico pesado de 1.20m.

2.3.4.2. Cunetas

Son canales en los cortes que se hacen a los lados de la cama del camino y cuya función es interceptar el agua que escurre de la corona, del talud de corte y del terreno natural adyacente, para conducirla hacia una corriente natural y así alejarla lo más pronto posible de la zona que ocupa el camino.

Se considera suficiente utilizar una sección transversal trapezoidal de relación 3:1 con una profundidad de 25cm; la longitud de las mismas no debe ser mayor a 50m y si llegara a sobrepasarse podría erosionar de manera rápida la cuneta, pues entre más largo es el canal, más agua lleva.

Si la cuneta pasa de corte a relleno, esta se prolonga a lo largo del pie del relleno, dejando una berma entre dicho pie y el borde de la cuneta, esto para evitar que se moje el relleno y origine asentamientos diferenciales.

2.3.4.3. Contra cunetas

Son zanjas que se construyen aguas arriba de los cerros de los cortes y su finalidad es interceptar el agua que escurre por las laderas y conducirla hacia alguna cañada inmediata; así se evita que al escurrir el agua por los taludes los erosione y aumente el caudal en las cunetas.

Su presencia provoca un porcentaje alto de fallas de talud, ya sea por la mala calidad de los materiales o una localización inadecuada, al grado que se recomienda no construir las sistemáticamente sin un estudio previo; en general se obtienen más daños que beneficios si no se toma en cuenta lo anterior.

2.3.4.4. Bombeo

Consiste en proporcionar a la corona del camino, ubicada en las tangentes del trazo horizontal, una pendiente transversal desde el centro del camino hasta la cuneta. Funciona dando salida expedita al agua que caiga sobre el pavimento y evitar en lo posible que el líquido penetre la terracería.

En los caminos rurales (sea este el caso), cuya corona solamente esta revestida el bombeo normalmente es de 4%. Sin embargo, para evitar la erosión en la superficie de rodadura cuando la pendiente longitudinal sea fuerte, se dará a la corona una pendiente transversal continua hacia el lado de corte hasta del 5% con objeto de desalojar el agua hacia la cuneta.

2.3.5. Presupuesto de proyecto

Para la integración del presupuesto de la realización del proyecto, se consideraron los siguientes aspectos:

- a) Materiales empleados: para esto se tomó como base los precios que se manejan en la región.
- b) Mano de obra: para este renglón de trabajo se consideró mano de obra calificada como no calificada, aplicando un promedio ponderado de los salarios que se devengan en la región.
- c) Costo indirecto: es la suma total de todos los gastos técnico-administrativos del proyectista interesado.
- d) Imprevistos: este renglón de trabajo se tomó por las posibles variaciones de los precios de los materiales a emplear.



CUADRO RESUMEN

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE E.P.S.**

**CALCULISTA: EDGAR FERNANDO CLARA RECINOS
MUNICIPALIDAD DE SAN JUAN SACATEPEQUEZ, DEPARTAMENTO DE
GUATEMALA**

**PROYECTO: MEJORAMIENTO Y PAVIMENTO DEL TRAMO CARRETERO
ANTIGUO QUE CONDUCE DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN SACATEPÉQUEZ
AL MUNICIPIO DE SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ DEL DEPARTAMENTO DE
GUATEMALA.**

Tabla XX. Tabla resumen presupuesto de mejoramiento y pavimento.

No.	DESCRIPCION	UNIDAD MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO RENGLON	COSTO RENGLON*
1	TRABAJOS PRELIMINARES					
1.1	BODEGA	m ²	30	Q245.00	Q7,350.00	\$891.99
1.2	REPLANTEO TOPOGRAFICO	ml	2830.67	Q17.00	Q48,121.39	\$5,839.97
1.3	LIMPIEZA GENERAL	global	1	Q3,679.87	Q3,679.87	\$446.59
2	MOVIMIENTO DE TIERRA					
2.1	CORTE	m ³	691.15	Q86.95	Q60,095.49	\$7,293.14
2.2	RELLENO	m ³	34.20	Q84.66	Q2,895.37	\$351.38
3	SUB-BASE					
3.1	CONFORMACION DE LA SUB-BASE	m ²	19814.69	Q56.84	Q1,126,266.98	\$136,682.89
4	CARPETA DE RODADURA					
4.1	COLOCACION DE CONCRETO	m ²	19814.69	Q233.54	Q4,627,522.70	\$561,592.56
4.2	CURADO	m ²	19814.69	Q13.55	Q268,489.05	\$32,583.62
5	CUNETA					
5.1	FUNDICION DE CUNETA	ml	5661.34	Q17.42	Q98,620.54	\$11,968.51
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q6,243,041.40	\$757,650.66

	costo por kilometro	Q2,205,499.55	\$267,657.71
* TIPO DE CAMBIO Q 8.24 - \$ 1.00	al		
1 de agosto de 2009			

EL COSTO DE ESTE PROYECTO ES DE:

DOS MILLONES DOSCIENTOS CINCO MIL CUATROCIENTOS NOVENTA Y NUEVE CON CINCUENTA Y CINCO CENTAVOS.

2.3.6. Cronograma de ejecución (físico y financiero)

Tabla XXI. Cronograma de ejecución físico-financiero de pavimento y mejoramiento vial de tramo.

Cronograma de Ejecución Físico-Financiero para pavimento y mejoramiento vial de tramo																															
No.	DESCRIPCION	1 meses				2 meses				3 meses				4 meses				5 meses				6 meses				7 meses				%	COSTO
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4		
1	TRABAJOS PRELIMINARES																														
1.1	BODEGA	■																										0.1	Q7,350.00		
1.2	REPLANTEO TOPOGRAFICO	■	■																									0.8	Q48,121.39		
1.3	LIMPIEZA GENERAL	■	■	■																								0.1	Q3,679.87		
2	MOVIMIENTO DE TIERRA																														
2.1	CORTE				■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	3	Q60,095.49		
2.3	ACARREO				■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	15	Q2,895.37		
3	SUB-BASE																														
3.1	CONFORMACION DE LA SUB-BASE								■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	31	Q1,126,266.98		
4	CARPETA DE RODADURA																														
4.1	COLOCACION DE CONCRETO								■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	46	Q4,627,522.70		
4.3	DRENAJE																											1.8	Q268,489.05		
5	CUNETA																														
5.1	FUNDICION DE CUNETA																											2.2	Q98,620.54		

CONCLUSIONES

1. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado permite al estudiante de ingeniería confrontar teoría y práctica, ya que se tiene la oportunidad de conocer la realidad del país así como sus necesidades prioritarias y como consecuencia aportar las mejores soluciones tanto técnicas como económicas.
2. La ejecución de los proyectos planteados en este trabajo de graduación representa para la comunidad del municipio de San Juan Sacatepéquez una solución ante la problemática que padece en relación al tránsito y seguridad vial, por cuanto se tendrá una vía de acceso alterna que cumple con los requerimientos técnicos que demanda una vía urbana.
3. El tipo de pavimento seleccionado es rígido, las razones por la que se tomó esta decisión fueron producto de: durabilidad, menor costo de mantenimiento, no requiere de equipo sumamente especial, los materiales se pueden obtener localmente y la utilización de mano de obra no especializada.
4. De acuerdo a los costos de los proyectos, estructura de retención de Q. 7,224.18 por metro y mejoramiento vial con pavimento rígido de Q. 747,626.97 por kilometro; se considera que estos son factibles para que la municipalidad de San Juan Sacatepéquez los realice, ya sea con fondos propios o bien haciendo la gestión ante instituciones gubernamentales o no gubernamentales, ya que representan una solución importante a la problemática del tránsito y desarrollo local.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de San Juan Sacatepéquez:

1. Gestionar el financiamiento para la construcción de los proyectos presentados en este trabajo, ya que son de gran importancia para el municipio.
2. Garantizar la supervisión técnica durante la construcción de los proyectos a través de un profesional de la ingeniería civil, para asegurar la aplicación y cumplimiento de las especificaciones contenidas en planos.
3. Contratar mano de obra local (calificada y no calificada) ya que así los beneficiados se involucraran en la ejecución de los proyectos.
4. Crear una unidad de limpieza y mantenimiento vial para mejorar el tiempo de vida útil del proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

1. **Código uniforme de la construcción (UBC-1997)**. E.E.U.U., 1997.
2. Coronado Iturbide, Jorge. **Manual Centro Americano para diseño de pavimentos**. Guatemala, noviembre 2002.
3. Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda República de Guatemala. **Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes**. Guatemala, enero 2000.
4. **International Building Code (IBC-2006)**. E.E.U.U., 2006.
5. Khatri, Dilip. **Hand Book (ICC, international code council). Structural design of masonry**: E.E.U.U., november 2004.
6. **Normas estructurales de diseño recomendadas para la república de Guatemala. AGIES NR-2001**, Guatemala, junio 2001.
7. Portland Cement Association (PCA). **Design of concrete pavement for city streets**. E.E.U.U., 1974.
8. **Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario (ACI-318R-08)**. E.E.U.U., 2008.
9. Secretaría de Integración Económica de Centro América (S.E.I.C.A.). **Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales**. Guatemala, marzo 2004.

Apéndice. Informes de laboratorio

Figura 42. Ensayo de corte directo, muro de retención



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

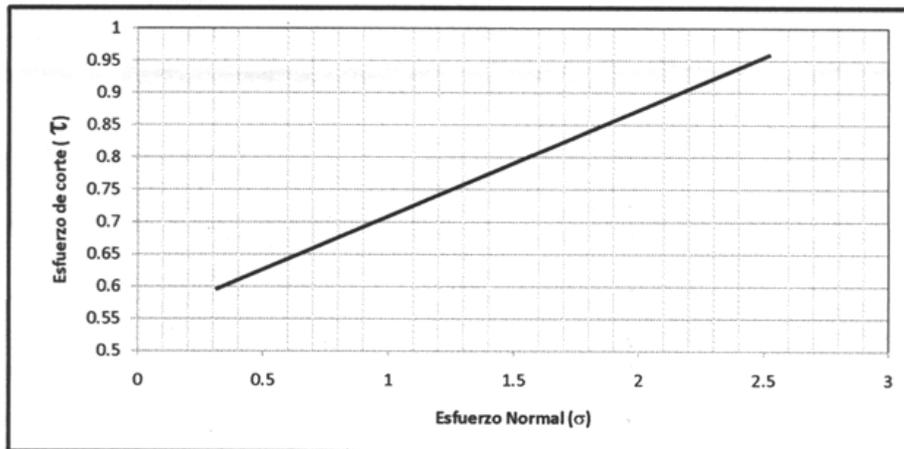


Nº 008580

ENSAYO DE CORTE DIRECTO NORMA ASTM D3080-03

INFORME No.: 299 S.S. O.T.No.: 25,588

INTERESADO: Edgar Fernando Clara Recinos, carne 2005-11637
PROYECTO: EPS. Estabilización de talud por medio de muro de retención diseñado a base de mampostería confinada
UBICACIÓN: Km 30.50. Municipio de San Juan Sacatepequez, departamento de Guatemala
Profundidad: 2.00 m Muestra: tomada para el diseño de la cortina y cimiento
Fecha: 20 de julio de 2009



PARAMETROS DE CORTE DIRECTO:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 9.50^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 5.44 \text{ T/m}^2$
--	--------------------------------------

DESCRIPCION DEL SUELO: Arena limosa color café oscuro

DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"

OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado

PROBETA No.	1	2	3	4
ESFUERZO NORMAL (kg/m^2)	0.32	0.63	1.26	2.52
ESFUERZO DE CORTE (Kg/m^2)	0.54	0.68	0.80	0.9352
DENSIDAD SECA (T/m^3)	1.34	1.34	1.34	1.34
DENSIDAD HUMEDA (T/m^3)	1.81	1.81	1.81	1.81
HUMEDAD (%H)	35.3	35.3	35.3	35.3

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



Figura 43. Análisis granulométrico, muro de retención



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

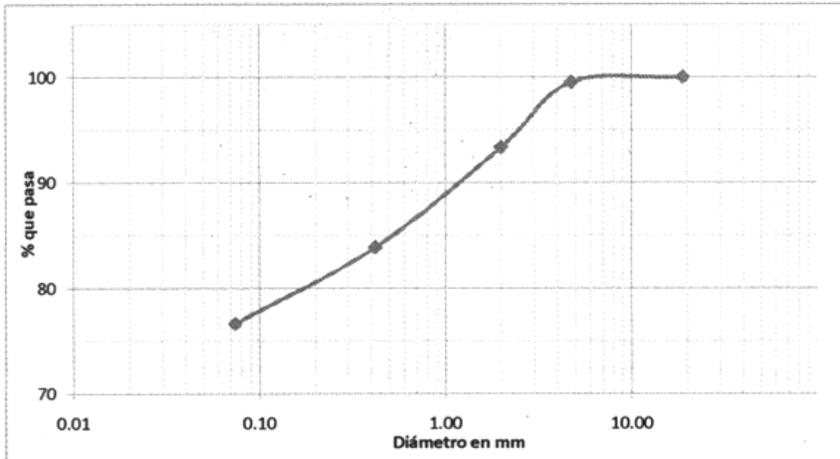


Nº 008571

INFORME No: 300 S.S. O.T. No. 25,588

Interesado: Edgar Fernando Clara Recinos, carne 2005-11637
 Tipo de Ensayo: Análisis de Distribución Granulométrica con tamices y lavado previo.
 Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11
 Proyecto: EPS. Estabilización de talud por medio de muro de retención diseñado a base de mampostería confinada
 Ubicación: Km 30.50. Municipio de San Juan Sacatepequez, departamento de Guatemala
 Fecha: 20 de julio de 2009

Análisis con Tamices:			% de Grava:	0.46
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa	% de Arena:	22.87
3"	76.2	100.00	% de Finos:	76.67
2"	50.8	100.00		
3/4"	19.00	100.00		
4	4.76	99.54		
10	2.00	93.39		
40	0.42	83.91		
200	0.074	76.67		



Descripción del suelo: Arena limosa color café oscuro
 Clasificación: S.C.U.: ML
 Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.
 Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CI/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



Figura 44. Límites de Atterberg, muro de retención



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 008572

INFORME No. 301 S.S. O.T.: 25,588

Interesado: Edgar Fernando Clara Recinos, carne 2005-11637
Proyecto: EPS. Estabilización de talud por medio de muro de retención diseñado a base de mampostería confinada
Asunto: ENSAYO DE LIMITES CONSISTENCIA DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Km 30.50. Municipio de San Juan Sacatepequez, departamento de Guatemala

FECHA: 20 de julio de 2009

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	38	9.6	ML	Arena limosa color café oscuro

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Omar E. Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Figura 45. Análisis granulométrico, diseño de pavimento



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

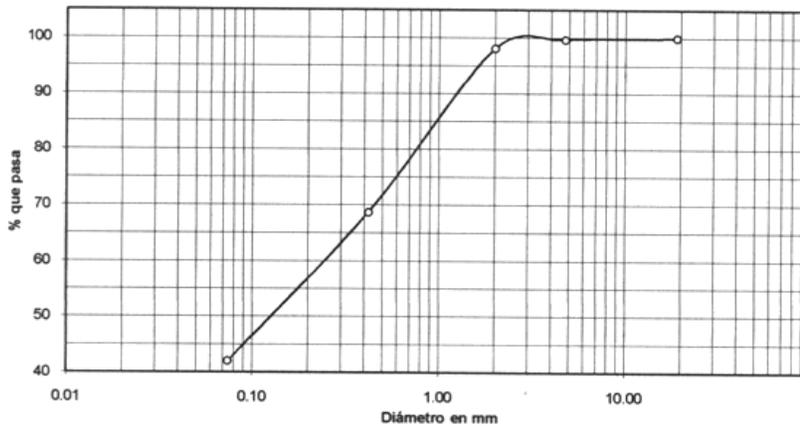


Nº 008585

INFORME No: 297 S.S. O.T. No. 25,586

Interesado: Edgar Fernando Clara Recinos
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico con tamices y lavado previo.
 Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11
 Proyecto: DISEÑO DE PAVIMENTO Y MEJORAMIENTO DE TRAMO CARRETERO ANTIGUO
 QUE CONDUCE MUNICIPIO DE SAN JUAN SACATEPEQUEZ AL MUNICIPIO DE SAN
 PEDRO SACATEPEQUEZ DEL DEPARTAMENTO DE GUATEMALA
 Ubicación: Km 30.50. Municipio de San Juan Sacatepequez, departamento de Guatemala
 Fecha: 20 de julio de 2009

Análisis con Tamices:			% de Grava:	0.29
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa	% de Arena:	57.69
3"	76.2	100.00	% de Finos:	42.02
2"	50.8	100.00		
3/4"	19.00	100.00		
4	4.76	99.71		
10	2.00	98.16		
40	0.42	68.68		
200	0.074	42.02		



Descripción del suelo: Arena limosa color café oscuro
 Clasificación: S.C.U.: SM P.R.A.: A-4
 Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.
 Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CI/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Figura 46. Ensayo de compactación, diseño de pavimento



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 008583

INFORME No. 295 S.S. O.T.: 25,586

Interesado: Edgar Fernando Clara Recinos, carne 2005-11637

Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN

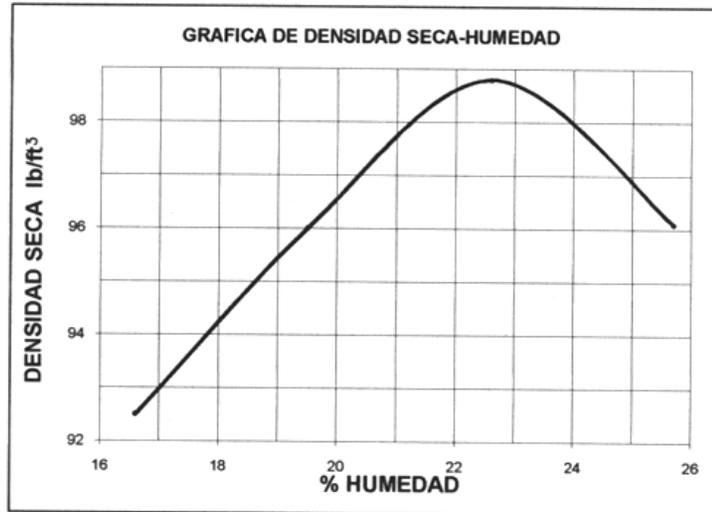
Proctor Estándar: () Norma: —

Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180

Proyecto: EPS. DISEÑO DE PAVIMENTO Y MEJORAMIENTO DE TRAMO CARRETERO ANTIGUO QUE CONDUCE MUNICIPIO DE SAN JUAN SACATEPEQUEZ AL MUNICIPIO DE SAN PEDRO SACATEPEQUEZ DEL DEPARTAMENTO DE GUATEMALA

Ubicación: Km 30.50. Municipio de San Juan Sacatepequez, departamento de Guatemala

Fecha: 20 de julio de 2009



Descripción del suelo: Arena limosa color café oscuro

Densidad seca máxima γ : 1583 kg/m³

98.8 lb/ft³

Humedad óptima Hop.: 22.6 %

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.:

Inga. Telma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



Figura 47. Ensayo de razón soporte california (C.B.R.), diseño de pavimento



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



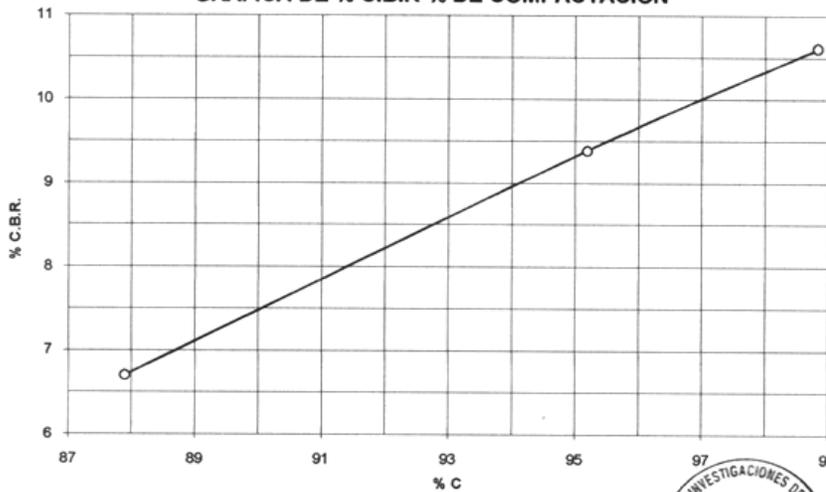
Nº 008584

INFORME No.: 296 S.S. O.T.: 25,586

Interesado: Edgar Fernando Clara Recinos, carne 2005-11637
 Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.) Norma: A.A.S.H.T.O. T-193
 Proyecto: EPS. DISEÑO DE PAVIMENTO Y MEJORAMIENTO DE TRAMO CARRETERO ANTIGUO QUE
 CONDUCE MUNICIPIO DE SAN JUAN SACATEPEQUEZ AL MUNICIPIO DE SAN PEDRO
 SACATEPEQUEZ DEL DEPARTAMENTO DE GUATEMALA
 Ubicación: Km 30.50. Municipio de San Juan Sacatepequez, departamento de Guatemala
 Descripción del suelo: Arena limosa color café oscuro
 Fecha: 20 de julio de 2009

PROBETA	GOLPES	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	γ_d Lb/pie ³			
1	10	22.50	86.8	87.90	0.02	6.7
2	30	22.50	94.0	95.18	0.01	9.4
3	65	22.50	97.6	98.83	0.22	10.6

GRAFICA DE % C.B.R.-% DE COMPACTACION



Atentamente,

Vo. Bo.:

Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



Figura 48. Límites de Atterberg, diseño de pavimento



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 008576

INFORME No. 298 S. S. O.T.: 25,586

Interesado: Edgar Fernando Clara Recinos
Proyecto: DISEÑO DE PAVIMENTO Y MEJORAMIENTO DE TRAMO CARRETERO ANTIGUO QUE CONDUCE MUNICIPIO DE SAN JUAN SACATEPEQUEZ AL MUNICIPIO DE SAN PEDRO SACATEPEQUEZ DEL DEPARTAMENTO DE GUATEMALA
Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Km 30.50. Municipio de San Juan Sacatepequez, departamento de Guatemala

FECHA: 20 de julio de 2009

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	LL. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	30.9	3.1	ML	Arena limosa color café oscuro

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



Figura 49. Sistema de clasificación AASHTO

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN AASHTO
 PROCEDER DE IZQUIERDA A DERECHA

GRUPO SUB-GRUPO	Suelos Granulares: 35% o menos pasa malla # 200						Suelos Arcillosos y Limosos: Más de 35% pasa malla # 200			
	A-1		A-3	A-2			A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6				
Porcentaje de material que pasa el tamiz	50max									
No. 10	30max	50max	51min							
No. 40	15max	30max	10max	35max	35max	35max	36min	36min	36min	36min
Plasticidad										
Pasa la malla # 40										
LL										
IP	6max		NP				40max 10max	41min 10max	40max 11min	41min 11min
Índice de Grupo ^b	0	0	0	0	0	4max	8max	12max	16max	20max
Materiales Constructivos	Fragmentos de Piedra, grava y Arena	Arena Fina	Arena Fina	Grava y/o Arena limosa	Grava y/o Arena arcillosa	Grava y/o Arena arcillosa	Suelos Limosos	Suelos Arcillosos		
Calidad (Subrasante)	Excelente a Buena						Regular a Mala			

^a Ver Figura 23

^b Índice de Grupo = $IG = (F_{200} - 35) [0.2 + 0.005 (LL - 40)] + 0.01 (F_{200} - 15) \times (IP - 10)$

* A-7-5: IP menor o igual a LL - 30

* A-7-6: IP mayor que LL - 30

Figura 50. Sistema de clasificación S.C.U.

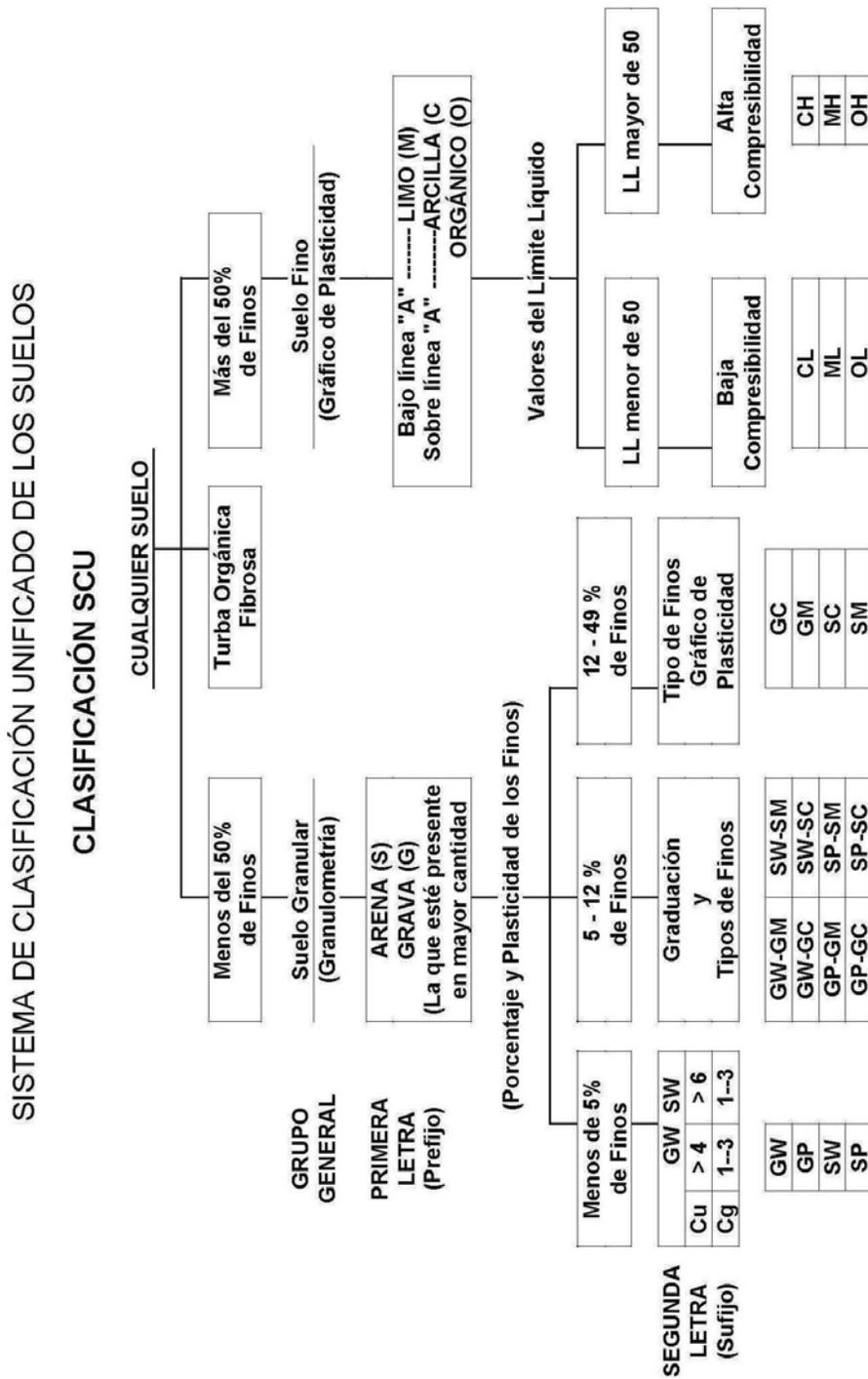


Figura 51. Características de suelo clasificado por S.C.U.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN

Divisiones Mayores		Simbolo de Grupo	Nombres Típicos	Criterios de clasificación para suelos granulares			
Suelos de grano grueso (más del 50% del material es mayor en tamaño que el tamiz No. 200)	Gravas (más de la mitad de la fricción gruesa es mayor que el tamiz No. 4)	GW	Gravas bien gradadas, mezclas gravosas, pocos o ningún fino	$C_u = D_{60}/D_{10} > 4$ $C_c = 1 < D_{30}^2/D_{10} \times D_{60} < 3$			
		GP	Gravas pobremente gradadas, mezclas grava-arena, pocos o ningún fino	No cumplir todos los requisitos de gradación para GW			
		GM $U < 10$	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo	Límites de Atterberg por debajo de la línea A o $IP < 4$	A los materiales sobre la línea A con $4 < IP < 7$ se considera de frontera y se les asigna doble símbolo		
			GC	Gravas arcillosas, mezclas gravo-arena-arcillosas		Límites de Atterberg por encima de la línea A o $IP > 7$	
	Arenas (más del 50% de la fricción gruesa es menor que el tamiz No. 4)	Arenas limpias (pocos o ningún fino)	SW	Arenas bien gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino	$C_u = D_{60}/D_{10} > 6$ $C_c = 1 < D_{30}^2/D_{10} \times D_{60} < 3$		
			SP	Arenas pobremente gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino	No cumplir todos los requisitos de gradación para SW		
		SM $U < 10$	Arenas limosas, mezclas arena-limo	Límites de Atterberg por debajo de la línea A o $IP < 4$	Si el material está en la zona sombreada con $4 \leq IP \leq 7$ se considera de frontera y se le asigna doble símbolo		
			SC	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla		Límites de Atterberg por encima de la línea A o $IP > 7$	
		Suelos de grano fino (más del 50% del material pasa el tamiz No. 200)	Limos y arcillas (Límite Líquido $LL < 50$)	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas, o limos arcillosos con poca plasticidad	1. Determinar el porcentaje de arenas y gravas de la curva de granulometría. 2. Dependiendo del porcentaje de finos (fracción menor que el tamiz No. 200) los suelos gruesos se clasifican como sigue: Menos del 5% --- GW, GP, SW, SP Más del 12% --- GM, GC, SM, SC De 5 a 12% --- Casos de frontera que requieren doble símbolo	
				CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras		
OL	Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad						
Limos y arcillas (Límite Líquido $LL > 50$)	MH		Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos, suelos elásticos				
	CH		Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas				
	OH		Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos				
	Pt		Turba y otros suelos altamente orgánicos				
Suelos altamente orgánicos							