



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y
LA CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TESIS PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR: EDISSON RUBÉN FLORES REINOSO
RAFAEL ANDRÉS GONZÁLEZ CARRIÓN**

**TEMA: DISEÑO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN CON
APLICACIONES COMPUTACIONALES EN TRES SITIOS DE LA VIA E45
LOCALIZADOS EN EL TRAMO DE BAEZA – TENA.**

**DIRECTOR: ING. ERNESTO PRO
CODIRECTOR: ING. HUGO BONIFAZ**

SANGOLQUÍ, AGOSTO 2014

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Sr. **EDISSON RUBÉN FLORES REINOSO** y el Sr. **RAFAEL ANDRÉS GONZÁLEZ CARRIÓN** como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Sangolquí, Agosto de 2014

ING. ERNESTO PRO
DIRECTOR DE TESIS

ING. HUGO BONIFAZ
CODIRECTOR DE TESIS

REVISADO POR

DR. PABLO CAIZA
DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

EDISSON RUBÉN FLORES REINOSO

Declaro que:

El proyecto de grado denominado “**DISEÑO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN CON APLICACIONES COMPUTACIONALES EN TRES SITIOS DE LA VIA E45 LOCALIZADOS EN EL TRAMO DE BAEZA – TENA**”, ha sido desarrollado en base a una investigación adecuada, respetando derechos intelectuales de terceros, conforme las referencias que constan en las páginas, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía.

Consecuentemente este trabajo es de mi autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del proyecto de grado en mención.

Sangolquí, Agosto de 2014

EDISSON RUBÉN FLORES REINOSO

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

RAFAEL ANDRÉS GONZÁLEZ CARRIÓN

Declaro que:

El proyecto de grado denominado **“DISEÑO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN CON APLICACIONES COMPUTACIONALES EN TRES SITIOS DE LA VIA E45 LOCALIZADOS EN EL TRAMO DE BAEZA – TENA”**, ha sido desarrollado en base a una investigación adecuada, respetando derechos intelectuales de terceros, conforme las referencias que constan en las páginas, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía.

Consecuentemente este trabajo es de mi autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del proyecto de grado en mención.

Sangolquí, Agosto de 2014

RAFAEL ANDRÉS GONZALEZ CARRIÓN

AUTORIZACIÓN

YO, EDISSON RUBÉN FLORES REINOSO

Autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE la publicación en la biblioteca virtual del trabajo “**DISEÑO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN CON APLICACIONES COMPUTACIONALES EN TRES SITIOS DE LA VIA E45 LOCALIZADOS EN EL TRAMO DE BAEZA – TENA**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Agosto de 2014

EDISSON RUBÉN FLORES REINOSO

AUTORIZACIÓN

YO, RAFAEL ANDRÉS GONZÁLEZ CARRIÓN

Autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE la publicación en la biblioteca virtual del trabajo “**DISEÑO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN CON APLICACIONES COMPUTACIONALES EN TRES SITIOS DE LA VIA E45 LOCALIZADOS EN EL TRAMO DE BAEZA – TENA**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Agosto de 2014

RAFAEL ANDRÉS GONZALEZ CARRIÓN

DEDICATORIA

A Dios quien me ha guiado en todo momento.

A toda mi familia, especialmente a mis padres Blanca y Augusto quienes siempre estuvieron apoyándome y brindándome consejos que me han servido para alcanzar el objetivo de ser una persona capaz y útil a la sociedad.

Edisson Rubén Flores Reinoso

A mi familia, en especial a mis padres Rafael y Sandrita, por ser mi guía y ejemplo a seguir, por estar a mi lado en todo momento enseñándome a ser una persona de bien.

A mis amigos y compañeros, quienes han compartido mis alegrías y tristezas, y han estado junto a mí en todo momento.

Rafael Andrés González Carrión

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad de las Fuerzas Armadas- ESPE por la formación académica brindada.

A mi Director y Codirector de tesis, Ingenieros Ernesto Pro y Hugo Bonifaz, quienes aportaron con sus conocimientos en la realización de este proyecto de grado.

A todos los profesores que conforman la Carrera de Ingeniería Civil, quienes me brindaron sus conocimientos y experiencias.

A mis compañeros, con quienes compartí alegrías, tristezas y experiencias durante toda la vida universitaria.

Edisson Rubén Flores Reinoso

A mis padres y hermanas, quienes me han apoyado incondicionalmente en la realización del presente proyecto, y han permanecido a mi lado brindándome su cariño.

A cada uno de los docentes, quienes compartieron sus conocimientos profesionales, y un agradecimiento especial al Ing. Ernesto Pro y al Ing. Hugo Bonifaz, quien supo guiar la elaboración del presente trabajo de grado, con sus enseñanzas, paciencia y confianza.

A cada una de las personas que fueron parte de mi vida estudiantil y ahora serán parte de mi vida profesional.

Rafael Andrés González Carrión

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN.....	i
DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD	ii
DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORIZACIÓN	iv
AUTORIZACIÓN	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTOS.....	vii
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiv
RESUMEN.....	xix
ABSTRACT	xx
1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. ANTECEDENTES	1
1.2. ÁREA DE INFLUENCIA	2
1.3. OBJETIVOS DE PROYECTO	5
1.3.1 Objetivo general	5
1.3.2 Objetivos específicos	5
1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA	5
2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	7
2.1. ESTABILIDAD EN TALUDES.....	7
2.1.1.TALUDES INFINITOS SIN INFILTRACIÓN	9
2.1.2 TALUDES INFINITOS CON INFILTRACIÓN	10
2.1.3 TALUDES FINITOS.....	11
2.1.4 MÉTODO DE BISHOP	15

2.1.5 MÉTODO DE JANBU	16
2.2. ESTABILIDAD DE MUROS DE CONTENCIÓN	18
2.2.1 ESTABILIDAD EXTERNA	19
2.2.1.1. Estabilidad al vuelco	20
2.2.1.2. Estabilidad al deslizamiento	21
2.2.1.3. Estabilidad al hundimiento	23
2.2.1.4. Estabilidad global	25
2.2.2 ESTABILIDAD INTERNA	28
2.2.2.1. Resistencia a la rotura de las mallas de refuerzo	30
2.2.2.2. Resistencia al arrancamiento de las mallas de refuerzo	31
2.3. PRESIÓN LATERAL DE TIERRA EN MUROS	32
2.4. TEORÍAS DE EMPUJE DE TIERRAS	35
2.4.1 TEORIA DE RANKINE	35
2.4.2 TEORÍA DE COULOMB	37
2.4.3 TEORÍA DE MONONOBE – OKABE	41
2.5. MUROS DE GAVIONES	43
2.6. MUROS ANCLADOS	45
2.6.1 Capacidad de tensión de la barra del anclaje	46
2.6.2 Arrancamiento del anclaje	47
2.6.3 Adherencia admisible del bulbo	47
2.6.4. Fuerzas de tensión en el revestimiento (pantalla) del muro	48
2.6.5. Capacidad de flexión del revestimiento (pantalla)	48
2.6.6. Capacidad de corte al punzonamiento en pantalla	50

2.7. MUROS DE TIERRA ARMADA CON MALLA DE ACERO	
GALVANIZADO	52
3. CAPÍTULO III: INVESTIGACIÓN TOPOGRÁFICA	56
3.1. RED DE ENLACE GPS DE PRECISIÓN	56
3.1.1 Sistema de Posicionamiento Global (GPS)	56
3.2. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO.....	59
4. CAPÍTULO IV: GEOTECNIA	64
4.1. TRABAJOS DE CAMPO	65
4.1.1 SITIO 1	65
4.1.1.1. Ensayos de laboratorio.....	66
4.1.1.2. Características del subsuelo.....	67
4.1.1.3. Recomendaciones para el diseño.	68
4.1.1.4. Nivel freático.....	68
4.1.2 SITIO 2	68
4.1.2.1. Ensayos de laboratorio.....	70
4.1.2.2. Características del subsuelo.....	71
4.1.2.3. Recomendaciones para el diseño	71
4.1.3 SITIO 3	71
4.1.3.1. Ensayos de laboratorio.....	73
4.1.3.2. Características del subsuelo.....	74
4.1.3.3. Recomendaciones para el diseño	75
4.1.3.4. Nivel freático.....	76
5. CAPÍTULO V: ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVA DE	
DISEÑO	77

5.1. DISEÑO DE LAS OBRAS DE ESTABILIZACIÓN DEL SITIO 1	77
5.2. DISEÑO DE LAS OBRAS DE ESTABILIZACIÓN DEL SITIO 2	100
5.3. DISEÑO DE LAS OBRAS DE ESTABILIZACIÓN DEL SITIO 3	128
6. CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	150
6.1. CONCLUSIONES.....	150
6.2. RECOMENDACIONES	152
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	153
BIOGRAFÍA.....	156
BIOGRAFÍA.....	157
HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS.....	158
ANEXO A.....	159
ANEXO B.....	160
ANEXO C	161
ANEXO D	162

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1.1: Tabla de ubicación Sitio 1.....	2
Tabla 1.2: Tabla de ubicación Sitio 2.....	3
Tabla 1.3: Tabla de ubicación Sitio 3.....	4
Tabla 2.1: Valores de “ ϕ ” y “ γ ” para diferentes tipos de suelos.....	14
Tabla 3.1: Descripción de levantamiento.....	63
Tabla 4.1: Sondeos nivel freático Sitio 1.....	66
Tabla 4.2: Resumen de perforaciones Sitio1.....	66
Tabla 4.3: Resumen de ensayos Sitio1.....	67
Tabla 4.4: Resumen ensayo Triaxial Sitio1.....	67
Tabla 4.5: Sondeos de nivel freático Sitio 2.....	69
Tabla 4.6: Resumen de perforaciones Sitio 2.....	69
Tabla 4.7: Resumen de ensayos Sitio 2.....	70
Tabla 4.8: Sondeos nivel freático Sitio 3.....	72
Tabla 4.9: Resumen de perforaciones Sitio 3.....	73
Tabla 4.10: Resumen de ensayos Sitio 3.....	74
Tabla 4.11: Resumen de ensayo Triaxial Sitio 3.....	75
Tabla 4.12. Parámetros de diseño para cada sitio.....	76
Tabla 5.1: Características de la vía en Sitio 1.....	77
Tabla 5.2: Factores de capacidad de carga.....	85
Tabla 5.3. Factores de Resistencia en la cabeza del anclaje.....	87
Tabla 5.4: Factores de resistencia y de seguridad.....	87
Tabla 5.5.Factor “Z” para zonas sísmicas.....	89
Tabla 5.6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	90
Tabla 5.7. Clasificación de los perfiles de suelo.....	90
Tabla 5.8. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.....	91
Tabla 5.9. Factor de reducción de respuesta R.....	91
Tabla 5.10. Valores de factores recomendados para el diseño de la pantalla de hormigón.....	94
Tabla 5.11. Factores de seguridad.....	99
Tabla 5.12 .Tabla comparativa de resultados Sitio 1.....	100

Tabla 5.13. Características de la vía en sitio.....	100
Tabla 5.14. Unidades de medición del programa Gawacwin 1.0.....	103
Tabla 5.15. Diámetros nominales y recubrimiento en alambres.....	109
Tabla 5.16. Gaviones tipo caja condiafragma.....	110
Tabla 5.17. Tabla comparativa de resultados Sitio 2.....	127
Tabla 5.18. Características de la vía en sitio 3.....	128
Tabla 5.19 Tabla comparativa de resultados Sitio 3.....	148

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1.1: Localización del Sitio Inestable No. 1	2
Figura 1.2: Localización del Sitio Inestable No. 2	3
Figura 1.3: Localización del Sitio Inestable No. 3	4
Figura 2.1 Inestabilidad de un talud	7
Figura 2.2 Análisis de una talud infinito (sin infiltración)	9
Figura 2.3 Análisis de una talud infinito (con infiltración)	10
Figura 2.4 Análisis de una talud finito (Método de Culmann)	12
Figura 2.5. Falla de talud	13
Figura 2.6. Falla superficial	13
Figura 2.7. Falla de base	14
Figura 2.8: Formulación del método de BISHOP	15
Figura 2.9: Formulación del método de Janbu	17
Figura 2.10 Comprobaciones en la estabilidad externa	20
Figura 2.11: Esquema para la determinación de la estabilidad al vuelco	21
Figura 2.12: Análisis de deslizamiento en terraplenes	25
Figura 2.13: Estabilidad global	27
Figura 2.14: Línea de máximas tracciones en las tiras de refuerzo	29
Figura 2.15: Representación de la malla hexagonal a triple torsión	30
Figura 2.16: Superficie crítica para el cálculo de los factores de seguridad	31
Figura 2.17: Muro de contención	33
Figura 2.18: Empuje activo	33
Figura 2.19: Empuje nulo	34
Figura 2.20: Empuje pasivo	34
Figura 2.21: Ángulos y fuerzas actuantes (Teoría de Rankine)	36
Figura 2.22. Cuña de falla	38
Figura 2.23: Cuña de falla (a) y polígono de fuerzas(b)–Presión Activa	39
Figura 2.24: Cuña de falla (a) y polígono de fuerzas(b)–Presión Pasiva	40
Figura 2.25: Componentes de la presión de tierra en condiciones sísmicas, Mononobe – Okabe	41
Figura 2.26: Muro de gaviones	43

Figura 2.27: Muro anclado.....	45
Figura 2.28: Anclaje con tendones de acero.....	46
Figura 2.29: Parámetros para el cálculo de la flexión en la pantalla.....	49
Figura 2.30: Corte por punzonamiento en pantalla de hormigón.....	51
Figura 2.31: Muro de tierra armada con malla.....	52
Figura 3.1. Constelación NAVSTAR.....	57
Figura 3.2: Estaciones máster y de monitoreo.....	58
Figura 3.3: GPS de precisión milimétrica.....	59
Figura 3.4: Estación total SET 630 RK SOKKIA.....	61
Figura 3.5: Prisma de estación total SET 630 RK SOKKIA.....	62
Figura 5.1: Situación actual Sitio 1.....	77
Figura 5.2: Interfaz de usuario programa Snap.....	78
Figura 5.3: Nuevo proyecto Snap.....	78
Figura 5.4: Unidades del programa Snap.....	79
Figura 5.5: Perfil del terreno sitio 1.....	79
Figura 5.6: Ingreso de la geometría del muro.....	80
Figura 5.7: Geometría de la pantalla de hormigón.....	80
Figura 5.8: Ingreso de la sobrecarga vehicular.....	81
Figura 5.9: Configuración camión estándar.....	82
Figura 5.10: Análisis de fuerzas de la sobrecarga.....	83
Figura 5.11: Propiedades del suelo a ser contenido.....	84
Figura 5.12: Pestaña para ingresar el nivel freático.....	85
Figura 5.13: Geometría y distribución de anclajes.....	86
Figura 5.14: Mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño.....	88
Figura 5.15: Ingreso del Coeficiente Sísmico.....	92
Figura 5.16: Datos para el diseño de la pantalla de hormigón.....	93
Figura 5.17: Resultados de las fuerzas del diseño de la pantalla de hormigón.....	95
Figura 5.18: Resultados del diseño de la pantalla de hormigón.....	96
Figura 5.19: Resultados del análisis de la estabilidad externa.....	97
Figura 5.20: Resultados del análisis de la estabilidad global.....	98
Figura 5.21: Rangos de distancia de los círculos de falla.....	98

Figura 5.22: Situación actual Sitio 2.....	101
Figura 5.23: Interfaz de usuario Gawacwin 1.0.....	102
Figura 5.24: Unidades del programa Gawacwin 1.0.....	102
Figura 5.25: Idioma del programa Gawacwin 1.0.....	103
Figura 5.26: Perfil transversal en el sitio 2.....	104
Figura 5.27: Nuevo proyecto Gawacwin 1.0.....	105
Figura 5.28: Nombre del proyecto Gawacwin 1.0.....	105
Figura 5.29: Botón exhibir Gawacwin 1.0.....	106
Figura 5.30: Botón Muro Gawacwin 1.0.....	106
Figura 5.31: Datos generales Gawacwin 1.0.....	107
Figura 5.32: Parámetros de camada de gaviones.....	108
Figura 5.33: Configuración de camadas Gawacwin 1.0.....	108
Figura 5.34: Detalle de un gavión tipo caja.....	109
Figura 5.35: Dimensiones de la malla de alambre hexagonal.....	110
Figura 5.36: Adicionar camada Gawacwin 1.0.....	111
Figura 5.37: Modificar camada Gawacwin 1.0.....	111
Figura 5.38: Retirar camada Gawacwin 1.0.....	112
Figura 5.39: Botón “Terraplén” Gawacwin 1.0.....	112
Figura 5.40: Superficie superior del terraplén.....	113
Figura 5.41: Datos del terraplén Gawacwin 1.0.....	114
Figura 5.42: Datos de ingreso en camada adicional al terraplén.....	115
Figura 5.43: Configuración en superficie freática.....	115
Figura 5.44: Parámetros para superficie freática Gawacwin 1.0.....	116
Figura 5.45: Botón “Fundación” Gawacwin 1.0.....	116
Figura 5.46: Parámetros de la superficie superior en el suelo de fundación.....	117
Figura 5.47: Datos de la fundación Gawacwin 1.0.....	118
Figura 5.48: Adicionar camada en fundación.....	118
Figura 5.49: Botón “Cargas” Gawacwin 1.0.....	119
Figura 5.50: Configuración de carga distribuida.....	119
Figura 5.51: Configuración de carga puntual.....	120
Figura 5.52: Ingreso de la sobrecarga vehicular Gawacwin 1.0.....	120

Figura 5.53: Sobrecarga vehicular actuando en terraplén.....	121
Figura 5.54: Parámetros para ingresar cargas sobre el muro.....	121
Figura 5.55: Esquema de carga puntual y distribuida.....	122
Figura 5.56. Coeficiente de aceleración sísmica Gawacwin 1.0.....	123
Figura 5.57: Botón “Opciones”.....	123
Figura 5.58: Botón “Opciones”, pestaña “Análisis”.....	124
Figura 5.59: Botón “Análisis” Gawacwin 1.0.....	125
Figura 5.60: Botones adicionales Gawacwin 1.0.....	125
Figura 5.61. Configuración del muro en sitio 2.....	126
Figura 5.62: Resultados de Deslizamiento y Vuelco del muro de gaviones.....	126
Figura 5.63: Resultados de la Estabilidad Global.....	127
Figura 5.64: Situación actual Sitio 3.....	128
Figura 5.65: Interfaz de usuario MacStars 2000.....	129
Figura 5.66: Selección de normas MacStars 2000.....	130
Figura 5.67: Sistema de Unidades MacStars 2000.....	130
Figura 5.68: Perfil del terreno en el sitio 3.....	131
Figura 5.69: Datos iniciales MacStars 2000.....	131
Figura 5.70: Suelo tipo Gavión.....	132
Figura 5.71: Suelo a contener.....	132
Figura 5.72: Suelo de cimentación.....	133
Figura 5.73: Suelo reforzado.....	133
Figura 5.74: Ingreso de camada de suelo de cimentación.....	134
Figura 5.75: Ingreso de camada de suelo de mejoramiento.....	135
Figura 5.76: Opción “Bloques” MacStars 2000.....	136
Figura 5.77: Gerenciamiento de “Bloques” MacStars 2000.....	136
Figura 5.78: Dimensión del bloque MacStars 2000.....	137
Figura 5.79: Camadas de suelos utilizados en diseño del sitio 3.....	138
Figura 5.80: Opción Cobertura MacStars 2000.....	139
Figura 5.81. Cargas – Acción Sísmica MacStars 2000.....	140
Figura 5.82: Ingreso de la sobrecarga uniformemente distribuida.....	141

Figura 5.83: Campos de ingreso de los coeficientes de la acción sísmica.....	141
Figura 5.84: Ingreso de Coeficientes de acción sísmica.....	142
Figura 5.85: Configuración del muro en el sitio 3 MacStars 2000.....	143
Figura 5.86: Opción “Análisis de estabilidad” MacStars 2000.....	143
Figura 5.87: Resultados de la verificación como muro MacStars 2000.....	144
Figura 5.88. Análisis de estabilidad interna “Bishop”.....	145
Figura 5.89: Parámetros para búsqueda de las sup.críticas.....	146
Figura 5.90. Resultados de estabilidad interna Bishop.....	146
Figura 5.91. Análisis de estabilidad Global.....	147
Figura 5.92: Análisis de estabilidad Global Bishop.....	148

RESUMEN

La estabilización de taludes permite una vida útil mucho más amplia a lo largo de una vía, evitando deslizamientos que puedan causar daños a la estructura del pavimento. Los métodos de estabilización varían dependiendo del tipo de deslizamiento, métodos convencionales como muros de gaviones y no convencionales como la tierra armada y los muros anclados brindan una solución definitiva para los diferentes problemas que se presentan en las carreteras de nuestro país. En la actualidad existen herramientas automáticas para acelerar el proceso de cálculo que son cada vez más utilizadas por diseñadores para obtener tener resultados convincentes. Software como GawacWin para diseño de muros de gaviones, Macstars para diseño de Muros de tierra armada y SNAP desarrollado por (Central Federal Lands Highway) de los Estados Unidos, que se especializa en diseño de muros con anclajes. La utilización de un software estará fuertemente ligada a un conocimiento y criterios integrales para aprovechar todas las ventajas, así como también será muy importante considerar las características topográficas geotécnicas y geológicas de cada sitio donde sean aplicados, para de esta forma llegar a un diseño apropiado para solucionar cada eventualidad que se presente en un sitio de estudio.

PALABRAS CLAVES:

- **ESTABILIZACIÓN**
- **MUROS**
- **SNAP**
- **GAWACWIN**
- **MACSTARS**

ABSTRACT

Slope stabilization allows a much wider along a pathway, preventing slippage that can cause damage to the pavement structure life. Stabilization methods vary depending on the type of slip, conventional methods such as gabion walls and unconventional as anchored reinforced earth walls and provides a definitive solution to the various problems that arise in our country roads. Currently there are automated tools to speed the calculation process are increasingly used by designers for having convincing results. Software as GawacWin for gabion wall design, design Macstars for walls and armed land developed by SNAP (Central Federal Lands Highway) in the United States, specializing in design of walls with anchors. The use of software will be strongly linked to a comprehensive knowledge and to take full advantage criteria and will also be very important to consider the geotechnical and geological topography of each site where they are applied, to thereby achieve an appropriate design for solve every eventuality is presented in a study site.

KEYWORDS:

- **STABILIZATION**
- **WALLS**
- **SNAP**
- **GAWACWIN**
- **MACSTARS**

1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

En el Ecuador y en otras partes del mundo, los suelos han sufrido con el tiempo sucesivas erosiones, filtraciones, deslizamientos, asentamientos y otros efectos naturales que dependen de las características físicas y que muchas veces ocasionan daños a estructuras que estén cimentadas sobre ellos o cerca de los mismos. Es por ello que desde el punto de vista ingenieril, en algunos proyectos de construcción se necesitan métodos o técnicas que den solución a estos problemas, como la construcción de estructuras de retención, estabilización y refuerzo de suelos.

Al analizar el estado de ciertos puntos de la vía Papallacta – Baeza – Tena, se observa que existen varios sitios en los cuales se presentan deformaciones de la vía, hundimientos, deslizamientos, agrietamientos, pérdidas de calzada y deterioro de las obras de arte como: cunetas, alcantarillas, muros, etc.

Los problemas indicados, están relacionados con las características geomecánicas de los materiales, su régimen hidrogeológico, las altas precipitaciones, el mal manejo del drenaje superficial y deficiencias constructivas, lo que pone en peligro la integridad de los usuarios de la vía.

Con la finalidad de poner remedio a tres sitios ubicados en la vía E45 de la provincia de Napo, se realizará los diseños de las obras y las medidas necesarias a fin de lograr la estabilización de los sitios inestables.

Los muros de contención o retención son estructuras utilizadas para proveer estabilidad a taludes de tierra o de otro material donde las condiciones de pendiente natural no sean satisfactorias para una situación

determinada. Existen varios tipos de muros de contención, como muros de gravedad, cantiliver, contrafuertes, tierra armada, gaviones, anclados, etc.

1.2. ÁREA DE INFLUENCIA

Los sitios de estudio en los cuales se desarrollara el presente proyecto de tesis se encuentran en la vía Papallacta - Baeza – Tena.

La descripción de cada sitio se detalla a continuación:

- **SITIO 1**

Tabla 1.1: Tabla de ubicación Sitio 1

Descripción	Coordenadas(DatumWGS84)		Altitud
	Este	Norte	(msnm)
Sitio No. 1	177221	9948658	1850

El sitio inestable No.1 se encuentra localizado en la Vía Papallacta - Baeza, aproximadamente en el km 33.6 antes de llegar a la población de Baeza. En la Figura 1.1 se presenta la ubicación en carta IGM.



Figura 1.1: Localización del Sitio Inestable No. 1

Fuente: Carta Topográfica Instituto Geográfico Militar, Datum PSAD56

- **SITIO 2**

Tabla 1.2: Tabla de ubicación Sitio 2

Descripción	Coordenadas(DatumWGS84)		Altitud
	Este	Norte	(msnm)
Sitio No. 2	189565	9927127	1668

El Sitio inestable No.2 se encuentra localizado en la Vía Baeza - Tena, aproximadamente a 19 KM partiendo de la población de Cosanga hacia la población de La Merced de Jondachi. En la Figura 1.2 se presenta la ubicación en carta IGM.



Figura 1.2: Localización del Sitio Inestable No. 2

Fuente: Carta Topográfica Instituto Geográfico Militar, Datum PSAD56

- **SITIO 3**

Tabla 1.3: Tabla de ubicación Sitio 3

Descripción	Coordenadas(DatumWGS84)		Altitud
	Este	Norte	(msnm)
Sitio No. 3	190016	9917994	1159

El Sitio inestable No.3 se encuentra localizado en la Vía Baeza - Tena, aproximadamente a 5.2 KM partiendo de la población de La Merced de Jondachi hacia la población de Archidona. En la Figura 1.3 se presenta la ubicación en carta IGM.



Figura 1.3: Localización del Sitio Inestable No. 3

Fuente: Carta Topográfica Instituto Geográfico Militar, Datum PSAD56

1.3. OBJETIVOS DE PROYECTO

1.3.1. Objetivo general

La presente investigación tiene como objetivo general, seleccionar la mejor alternativa de diseño para la estabilización de los taludes en cada uno de los tres sitios inestables ubicados en la vía Papallacta–Baeza–Tena (Sitio 1: Km 33.6 desde Papallacta a Baeza, Sitio 2: Km 19 desde Cosanga a La Merced de Jondachi, Sitio 3: Km 5.2 desde La Merced de Jondachi hacia Archidona), de tal forma que se consiga un buen funcionamiento de la vía y se garantice la seguridad de los usuarios.

1.3.2. Objetivos específicos

- a) Obtener datos topográficos y geotécnicos claves para la elección de la alternativa de diseño.
- b) Elaborar una guía de usuario práctica de programas para el diseño de los sitios inestables.
 - Muros de Gaviones - GawacWin
 - Muros Anclados – SNAP
 - Muros de Tierra Armada – MacStars 2000
- c) Aplicar la norma ecuatoriana de la construcción NEC 2013, enfocada a la estabilización de taludes y diseño de muros de contención

1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

La problemática en la que vivimos a diario y que afecta a las vías en el período invernal es la inestabilidad de los taludes, las fuertes lluvias causan daños a la estructura de la vía y en muchas ocasiones se ha tenido pérdida de vidas humanas, por esta razón es necesario actuar frente a estos

desastres ya que el objetivo permanente de la actividad de la construcción es proporcionar un buen servicio y seguridad a la sociedad.

Por lo mencionado anteriormente, se ha tratado de resumir mediante una recopilación seleccionada los aspectos fundamentales que deben conocerse para emprender el diseño de elementos estructurales de estabilización de taludes.

El presente trabajo contiene bases teóricas y manejo de programas para la estabilización mediante muros de contención, utilizando parámetros de caracterización del suelo propios de cada uno de los sitios estudiados, ubicados en la vía Papallacta - Baeza - Tena.

2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. ESTABILIDAD EN TALUDES

Se conoce con el nombre de talud a las superficies inclinadas con respecto a la horizontal y puede ser natural o construido. Si la superficie del terreno no es horizontal, una componente de la gravedad ocasionará que el suelo se mueva hacia abajo (Figura 2.1.) Si la componente de la gravedad es suficientemente grande ocurrirá la falla.

La pérdida de la resistencia al corte del suelo es la que produce la inestabilidad en el talud.

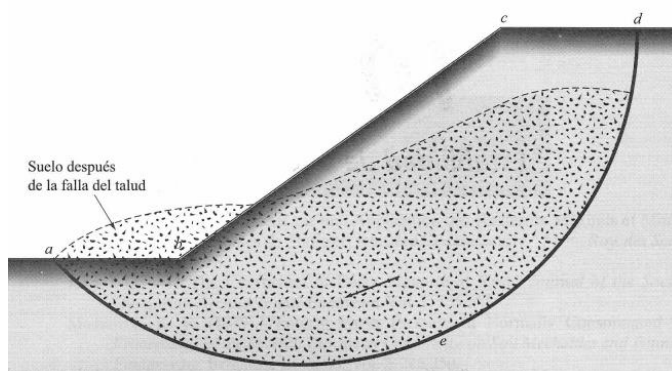


Figura 2.1 Inestabilidad de un talud

Fuente: Fundamentos de Geotécnia, Braja M. Das

La inestabilidad de un talud, se puede producir por diferentes causas como son:

- Razones geológicas: laderas posiblemente inestables, orografía acusada, estratificación, meteorización, etc.
- Variación del nivel freático: situaciones estacionales, u obras realizadas por el hombre.
- Obras de ingeniería: rellenos o excavaciones tanto por obra civil, como por minería.

Los taludes además serán estables dependiendo de la resistencia del suelo al esfuerzo de corte, los empujes a los que son sometidos o las discontinuidades que presenten.

La forma de analizar la estabilidad de un talud es determinar el factor de seguridad:

$$FS = \frac{T_f}{T_d} \quad (2.1)$$

Donde:

FS= Factor de seguridad con respecto a la resistencia

T_f = Resistencia al corte promedio del suelo

T_d = Esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie de falla.

La resistencia al corte de un suelo consta de dos componentes, la cohesión y la fricción, y se expresa como:

$$T_f = c + \sigma' * \tan \Phi \quad (2.2)$$

Donde:

c= Cohesión

Φ = Ángulo de fricción drenada

σ' = Esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla

El esfuerzo cortante de igual forma que la resistencia al corte tiene como componentes a la fricción y cohesión.

$$T_d = c_d + \sigma' * \tan \Phi_d \quad (2.3)$$

Donde:

c_d = Cohesión efectiva

Φ_d = Ángulo de fricción a lo largo de la superficie potencial de falla

σ' = Esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla

Por lo tanto el factor de seguridad queda definido en la siguiente expresión:

$$FS = \frac{c + \sigma' * \tan \Phi}{c_d + \sigma' * \tan \Phi_d} \quad (2.4)$$

Existen dos tipos de taludes, los finitos e infinitos (Con infiltración y sin infiltración).

2.1.1. TALUDES INFINITOS SIN INFILTRACIÓN

Los taludes infinitos sin infiltración son aquellos que tienen "H" mayor que la altura de muro y no presentan nivel freático. (Ver figura 2.2)

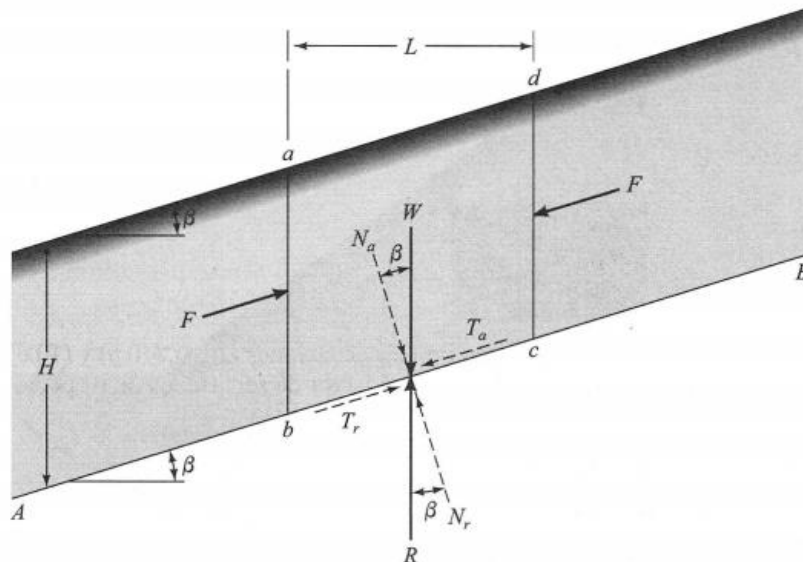


Figura 2.2 Análisis de una talud infinito (sin infiltración)

Fuente: Fundamentos de Geotécnia Braja M. Das

El factor de seguridad viene dado por la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{c}{\gamma * H * \cos^2 \beta * \tan \beta} + \frac{\tan \Phi}{\tan \beta} \quad (2.5)$$

Para suelos granulares la cohesión es igual a cero por lo que $FS = \tan \phi / \tan \beta$. Si el suelo posee cohesión y fricción la profundidad del plano a lo largo del cual ocurre el equilibrio crítico se determina sustituyendo $FS=1$ y $H=H_{cr}$, así entonces:

$$H_{cr} = \frac{c}{\gamma} * \frac{1}{\cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \Phi)} \quad (2.6)$$

2.1.2. TALUDES INFINITOS CON INFILTRACIÓN

Los taludes infinitos con infiltración son los que tienen “H” mayor que la altura de muro, pero contienen nivel freático que coincide con la superficie del terreno. (Ver figura 2.3)

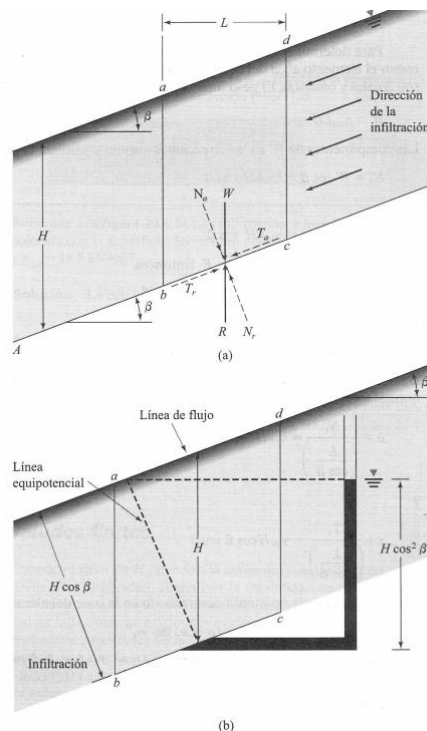


Figura 2.3 Análisis de un talud infinito (con infiltración)

Fuente: Fundamentos de Geotécnia Braja M. Das

El factor de seguridad viene dado por la siguiente expresión:

$$FS = \frac{c}{\gamma_{sat} * H * \cos^2 \beta * \tan \beta} + \frac{\gamma' * \tan \Phi}{\gamma_{sat} * \tan \beta} \quad (2.7)$$

2.1.3. TALUDES FINITOS

Cuando el valor de “Hcr” tiende a la altura del talud, éste es considerado generalmente como finito. Al analizar la estabilidad de un talud finito en un suelo homogéneo se hace una suposición acerca de la forma general de la superficie potencial de falla, en 1875 Culmann aproximó la superficie potencial de falla por un plano, este método da resultados bastante buenos pero únicamente funciona para taludes casi verticales.

A partir de 1920 una Comisión Geotécnica Sueca recomendó que la superficie real de deslizamiento sea aproximada por una circularmente cilíndrica. (Fundamentos de Geotécnia Braja M. Das)

La mayoría de los análisis de estabilidad en taludes se hacen suponiendo que la curva de deslizamiento potencial es el arco de un círculo. Sin embargo en muchos casos especialmente cuando se cimenta sobre estratos débiles, el análisis de estabilidad usando fallas planas de deslizamiento es más apropiado y conduce a buenos resultados. (Fundamentos de Geotécnia Braja M. Das)

- **Análisis de un talud finito con superficie de falla plana (método de Culmann)**

El método de Culmann se basa en la hipótesis de que la falla de un talud ocurre a lo largo de un plano cuando el esfuerzo cortante promedio que tiende a causar el deslizamiento es mayor que la resistencia cortante del suelo.

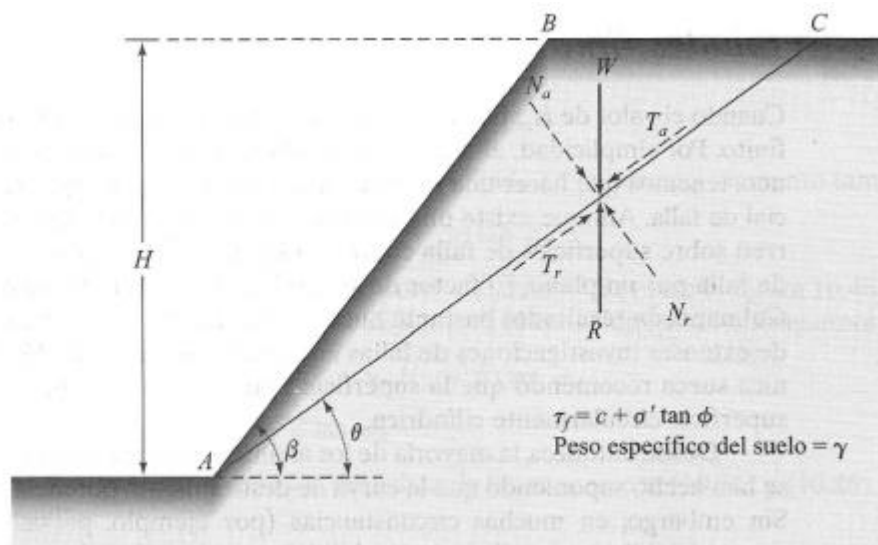


Figura 2.4 Análisis de una talud finito (Método de Culmann)

Fuente: Fundamentos de Geotécnia Braja M. Das

En figura 2.4 se muestra un talud de altura “H” que se eleva según un ángulo “β” con la horizontal. AC es un plano de falla de prueba.

Para calcular la altura máxima del talud donde ocurre el equilibrio crítico se aplica la siguiente expresión:

$$H_{CR} = \frac{4c}{\gamma} * \left[\frac{\text{sen } \beta * \cos \Phi}{1 - \cos(\beta - \Phi)} \right] \quad (2.8)$$

- **Análisis de taludes finitos con superficie de falla circularmente cilíndrica**

La falla de los taludes ocurre en uno de los siguientes modos:

1. Cuando la falla ocurre de tal manera que la superficie de deslizamiento interseca al talud en su pie o arriba del mismo es llamada una falla de talud. Al círculo de falla se le llama círculo de pie si este pasa por el pie del talud y círculo de talud si pasa arriba de la punta del talud. (Figura 2.5).

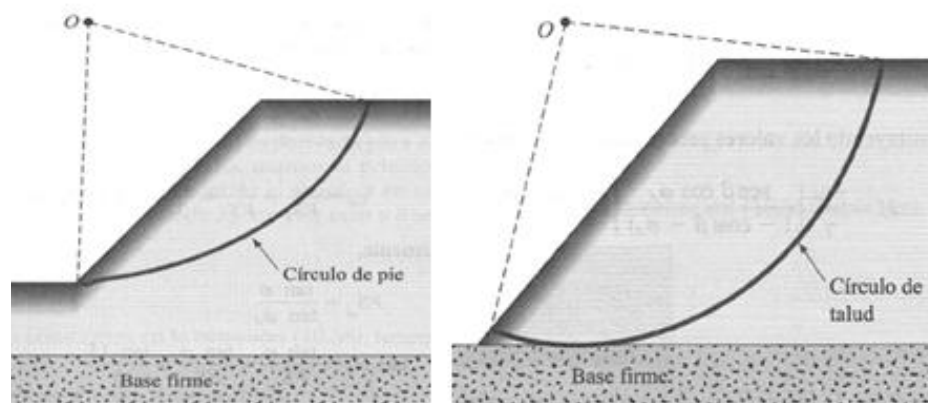


Figura 2.5. Falla de talud

Fuente: Fundamentos de Geotécnia Braja M. Das

Bajo ciertas circunstancias es posible tener una falla de talud superficial como se muestra en la figura 2.6.

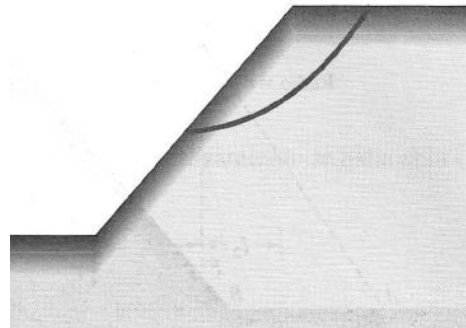


Figura 2.6. Falla superficial

Fuente: Fundamentos de Geotécnia Braja M. Das

2. Cuando la falla ocurre de tal manera que la superficie de deslizamiento pasa a alguna distancia debajo del pie del talud, se llama falla de base. El círculo de falla en el caso de una falla de base se llama círculo de media punta. (Figura 2.7)

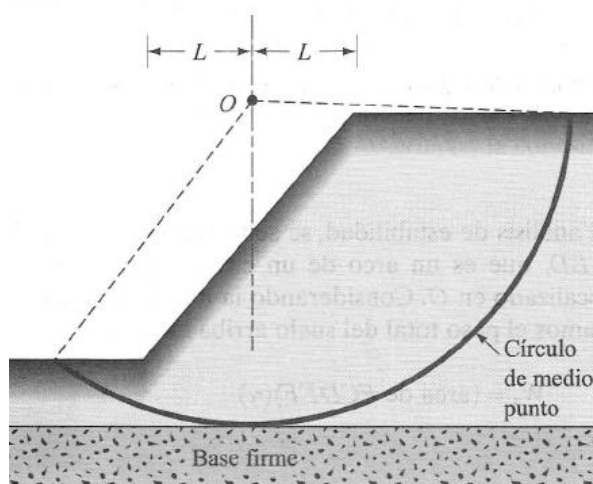


Figura 2.7. Falla de base

Fuente: Fundamentos de Geotécnia Braja M. Das

Cada tipo de suelo tiene sus propiedades para mantener la estabilidad, que son el ángulo de fricción interna " ϕ " y el peso específico " γ ". En la Tabla 2.1 se presentan estas propiedades para diferentes tipos de suelos.

Tabla 2.1: Valores de " ϕ " y " γ " para diferentes tipos de suelos

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Rafael Ángel Torres Belandria)

Clase de material	ϕ	γ (T/m ³)
Tierra de terraplenes, seca	35° a 40°	1.40
Tierra de terraplenes, húmeda	45°	1.60
Tierra de terraplenes, saturada	27°	1.80
Arena seca	35°	1.60
Arena húmeda	40°	1.80
Arena saturada	25°	2.00
Gravilla seca	35° a 40 °	1.85
Gravilla húmeda	25°	1.86
Grava de cantos vivos	45°	1.80
Cantos rodados	30°	1.80

En el presente trabajo de tesis se usarán los métodos Bishop y Janbu para el cálculo del factor de seguridad en taludes.

2.1.4. MÉTODO DE BISHOP

Bishop (1955) propuso un método desarrollado para superficies de fallas circulares, el cual considera la condición de equilibrio entre las fuerzas de interacción verticales actuantes. Ya que en los suelos friccionantes ($\phi > 0$), la resistencia cortante depende de los esfuerzos confinantes, al considerar la condición de equilibrio de fuerzas verticales (solamente se considera empuje horizontal), la determinación de las fuerzas normales se hace más precisa. En Figura 2.8 se ilustra la formulación de éste método.

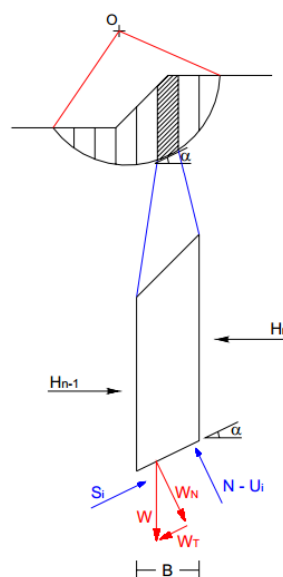


Figura 2.8: Formulación del método de BISHOP

Fuente: Estabilización de taludes con suelo reforzado (Lima, Veliz 2007)

El cálculo de la metodología original se basa en buscar el equilibrio de momentos respecto al centro del arco circular que coincide con la superficie de falla. Este es un método iterativo en el cual se parte de un factor de seguridad calculado de una superficie falla dada.

El factor de seguridad con el método de Bishop se calcula con la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{\sum (c * B + (W - u * B) * \frac{\tan \Phi}{ma})}{\sum W * \text{sena} \alpha} \quad (2.9)$$

$$ma = \cos \alpha \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \Phi}{FS} \right) \quad (2.10)$$

Donde:

- W : Peso de la dovela.
- W_T : Componente tangencial del peso de la dovela.
- W_N : Componente normal del peso de la dovela.
- N : Fuerza normal en la base de la dovela.
- $H_n, n+1$: Fuerzas horizontales aplicadas sobre la dovela.
- u : Presión de poros.
- U_i : Fuerza ejercida por la presión de poros.
- B : Base de la dovela.
- c : Cohesión del suelo.
- ϕ : Ángulo de fricción del suelo.
- α : Ángulo de la superficie de falla en la dovela.
- FS : Factor de seguridad.

2.1.5. MÉTODO DE JANBU

Diseñado para superficies no necesariamente circulares, este método busca el equilibrio de fuerzas y no de momentos. Experiencias posteriores hicieron ver que la interacción nula en el caso de equilibrio de fuerzas era demasiado restrictiva, lo que obligó a introducir un factor de corrección “fo” empírico aplicable al FS. (Estabilización de taludes con suelo reforzado - Lima, Veliz 2007).

Se define una línea de empuje entre las rebanadas, y se buscan los equilibrios en fuerzas y momentos respecto al centro de la base de cada una, como se muestra en la Figura 2.9.

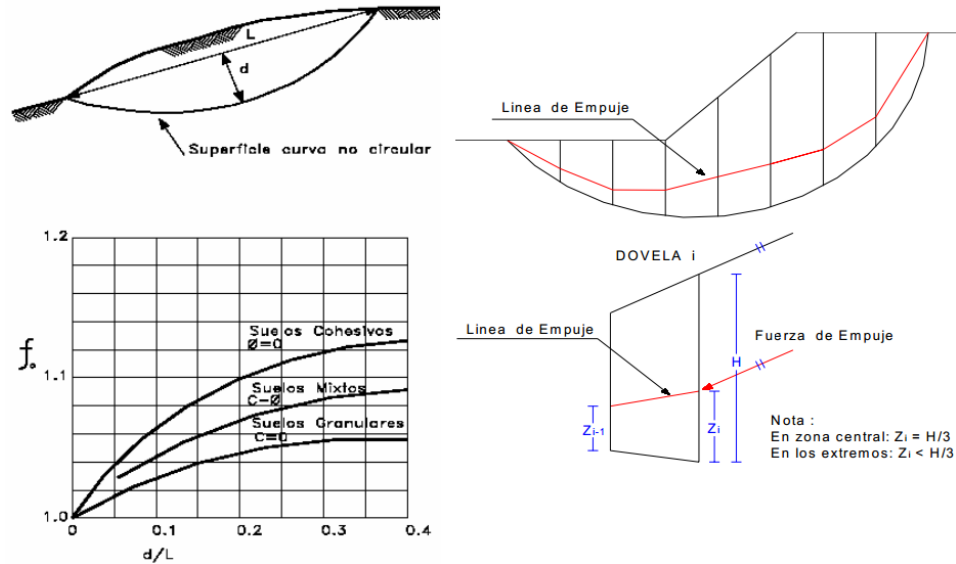


Figura 2.9: Formulación del método de Janbu

Fuente: Estabilización de taludes con suelo reforzado (Lima, Veliz 2007)

El factor de seguridad con el método de Janbu viene dado por la siguiente expresión:

$$FS = \frac{f_o * \sum (c * B + (W - u * B) * \frac{\tan \Phi}{\cos \alpha * ma})}{\sum W * \tan \alpha} \quad (2.11)$$

$$ma = \cos \alpha * \left(1 + \frac{\tan \alpha * \tan \Phi}{FS} \right) \quad (2.12)$$

Donde:

- W : Peso de la dovela.
- u : Presión de poros.
- B : Base de la dovela.

- c : Cohesión del suelo.
- ϕ : Ángulo de fricción del suelo.
- α : Ángulo de la superficie de falla en la dovela.
- f_o : Factor de corrección.
- FS : Factor de seguridad.

2.2. ESTABILIDAD DE MUROS DE CONTENCIÓN

La estabilidad de un muro de contención de tierras tiene como objetivo analizar el comportamiento de la estructura ante los esfuerzos a los que se verá sometida, y a partir de ello, determinar si es estable o no ante la acción de dichas solicitaciones. Estas solicitaciones, también denominadas acciones, son obtenidas a partir de las teorías de empujes de tierras. (“Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno, para su empleo en obras de infraestructura viaria”, Jara, 2008)

La estabilidad se realiza siempre comparando las acciones que tienden a estabilizar la estructura con aquellas que tienden a desestabilizarla, obteniéndose finalmente un factor de seguridad “FS” que para este estudio se compara con los valores de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2013, capítulo 9, pág. 33, tabla 9.4.4 (Factores de seguridad indirectos mínimos). El análisis se realiza bajo dos conceptos: análisis de estabilidad externa, común para todo tipo de muros; y análisis de estabilidad interna, el cual se realiza principalmente en muros de tierra mecánicamente estabilizada.

Las principales comprobaciones que se analizan dentro de la estabilidad externa son las siguientes:

- Estabilidad al deslizamiento.
- Estabilidad al vuelco.
- Estabilidad al hundimiento.
- Estabilidad global.

El análisis de estabilidad interna se efectúa en muros de tierra mecánicamente estabilizada, las principales comprobaciones que se analizan son:

- Resistencia a la rotura del material de refuerzo.
- Resistencia a la adherencia (en inglés denominado pullout) del material de refuerzo. (Jara ,2008)

2.2.1. ESTABILIDAD EXTERNA

La evaluación de la estabilidad externa se realiza analizando cuatro estados límites últimos, los cuales se detallan en la figura 2.10. Para el caso particular del análisis de estabilidad global, este se realiza mediante la aplicación de las teorías de estabilidad de taludes, considerando la falla conjunta del terreno de apoyo y el elemento estructural dentro de un círculo potencial de deslizamiento. (“Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno, para su empleo en obras de infraestructura viaria”, Jara, 2008)

Generalmente, este tipo de fallas se produce en aquellos muros que son ubicados en terrenos de apoyo de baja resistencia al corte, blandos, como puede ser el caso de terrenos compresibles.

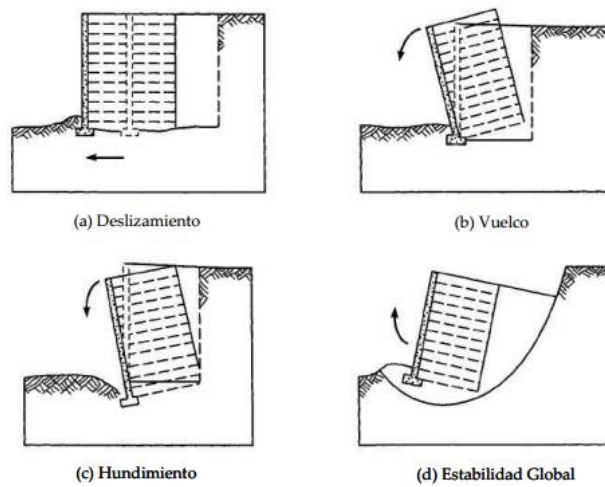


Figura 2.10 Comprobaciones en la estabilidad externa

Fuente: Tesis Doctoral-Madrid, Jara 2008)

2.2.1.1. Estabilidad al vuelco

En la evaluación de la estabilidad al vuelco de todo muro de contención de tierras, se debe verificar que:

$$\sum M_{dst} \leq \sum M_{est} \quad (2.13)$$

Donde:

- $\sum M_{dst}$ corresponde a la sumatoria de los momentos que tienden a desestabilizar al muro
- $\sum M_{est}$ corresponde a la sumatoria de los momentos que tienden a estabilizar al muro.

Así, es posible determinar un factor de seguridad contra falla por vuelco a partir de la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\sum M_{est}}{\sum M_{dst}} \quad (2.14)$$

Todas las acciones que permiten determinar los momentos antes señalados, deben ser referidos a un eje de giro, adoptándose comúnmente para este tipo de estructuras, la arista exterior de la cimentación del muro (Moreno, 2007). Un esquema para la determinación de la estabilidad al vuelco a partir de algunas acciones, es presentado en la figura 2.11.

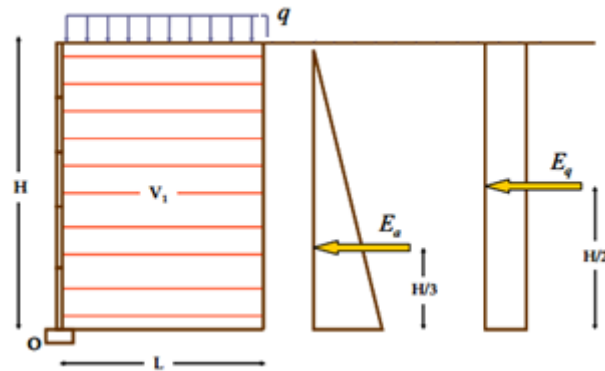


Figura 2.11: Esquema para la determinación de la estabilidad al vuelco

Fuente: Tesis Doctoral-Madrid, Jara 2008

El factor de seguridad a partir de las acciones presentadas en la figura 2.11, es obtenido como sigue:

$$FS = \frac{\sum M_{est}}{\sum M_{dst}} = \frac{V_1 * (L/2) + q * (L/2)}{E_a * (H/3) + E_q * (H/2)} \quad (2.15)$$

2.2.1.2. Estabilidad al deslizamiento

En la evaluación de la estabilidad al deslizamiento de todo muro de contención de tierras, se debe verificar que:

$$\sum F_{dst} \leq \sum F_{est} \quad (2.16)$$

Donde:

- $\sum F_{dst}$, corresponde a la sumatoria de todas las fuerzas que tienden a desestabilizar al muro.
- $\sum F_{est}$, corresponde a la sumatoria de todas las fuerzas que tienden a estabilizar al muro.

Así, es posible determinar un factor de seguridad contra falla por deslizamiento a partir de la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\sum F_{est}}{\sum F_{dst}} \quad (2.17)$$

Para determinar las “Fest” y las “Fdst”, es necesario estudiar la estabilidad al deslizamiento a nivel del terreno de cimentación. En este caso, las fuerzas que tienden a provocar el deslizamiento de la estructura corresponden a los empujes horizontales que actúan en el suelo a contener, mientras que aquellas fuerzas que tienden a resistir dicho deslizamiento están referidas a la interacción suelo-estructura que se produce en el contacto de la cimentación en función de la resistencia al corte del suelo.

Para el caso general de suelos que presentan fricción y cohesión, la sumatoria de “Fest” puede ser obtenida a partir de la ecuación de la resistencia al corte de los suelos, mediante la siguiente expresión:

$$F_{est} = (B \text{ ó } L) * c^* + \sum F_v * \tan \delta \quad (2.18)$$

Donde:

- B ó L, corresponde al ancho de la cimentación del muro (muros convencionales y muros de tierra mecánicamente estabilizada respectivamente).

- c^* es la cohesión reducida del terreno de cimentación, puede ser igual a $0,5 \cdot c'$, siendo c' la cohesión efectiva del terreno de cimentación.
- $\sum F_v$, que corresponde a la sumatoria de todas las fuerzas verticales que actúan a nivel de cimentación.
- δ , es la fricción que se desarrolla entre el suelo y cimiento.

El factor de seguridad al deslizamiento puede ser obtenido a partir de la siguiente expresión, considerando las acciones presentadas en la figura 2.11.

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{(B \text{ ó } L) * c^* + \sum F_v * \tan \delta}{E_a + E_q} \quad (2.19)$$

2.2.1.3. Estabilidad al hundimiento

Esta comprobación se realiza a partir de las teorías habituales de la presión de hundimiento. Para el caso del dimensionamiento de muros convencionales, se adopta la expresión general de Terzaghi modificada por Brinch & Hansen. (Tesis Doctoral-Madrid, Jara 2008)

$$q_u = c_2 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma_2 * B' * N_\gamma * F_{\gamma d} * F_{\gamma i} \quad (2.20)$$

Donde:

- q_u , es la capacidad de carga última del suelo de cimentación.
- N_γ ; N_c ; N_q , son factores de capacidad de carga.
- γ_2 y C_2 corresponden al peso específico y a la cohesión del suelo.
- F_{cd} ; F_{ci} ; F_{qd} ; F_{qi} ; $F_{\gamma d}$; $F_{\gamma i}$, son los factores de forma, profundidad e inclinación de la cimentación.
- q , es la sobrecarga equivalente al peso del terreno.

- B', ancho equivalente de la cimentación que es igual a $B'=B-2*e$. (B es el ancho de la cimentación).
- e, es la excentricidad.

La comprobación al hundimiento de un muro de contención de tierras convencional debe ser obtenida según la siguiente expresión:

$$\frac{q_u}{\sigma_{m\acute{a}x}} \geq 3 \quad (2.21)$$

Donde “ σ máx” puede ser obtenido por:

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{B} * \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \quad (2.22)$$

Siendo “e” la excentricidad o distancia desde el centro al punto de aplicación de la resultante de cargas en la base.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_{est} - \sum M_{dst}}{\sum F_v} < \frac{B}{6} \quad (2.23)$$

Para el caso de muros de tierra mecánicamente estabilizada, según Terzaghi, se adopta una aproximación en la que se asume que la presión de contacto “ σ máx” se encuentra uniformemente distribuida sobre un área que se extiende desde la cara exterior del muro en una distancia “ $d = L-2e$ ”. Esta aproximación, para el cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones bajo cargas excéntricas, fue desarrollada por Meyerhof en 1953.

A partir de esta consideración, la tensión vertical máxima “ σ máx” sobre la cimentación es obtenida por:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{\sum F_v}{L - 2 * e} \quad (2.24)$$

2.2.1.4. Estabilidad global

En general, el cálculo de la estabilidad global tiene gran importancia en aquellos muros que son construidos sobre terrenos de baja resistencia al corte o en aquellos casos en que el muro se encuentra emplazado sobre una ladera.

La estabilidad global involucra a las fallas superficiales que se extienden a través de todo el cuerpo del terraplén, del talud o del muro y por debajo del suelo de desplante. Debe siempre realizarse un análisis de estabilidad global de rutina, para todo tipo de terraplenes, taludes o muros reforzados y no reforzados.

Si ocurre una falla por estabilidad global en un terraplén, talud o muro reforzado, deberá suponerse que una falla por sobreesfuerzo del material de refuerzo o una falla por adherencia contribuyeron al colapso del terraplén.

El análisis de la estabilidad global se facilita si se supone una superficie de falla circular.

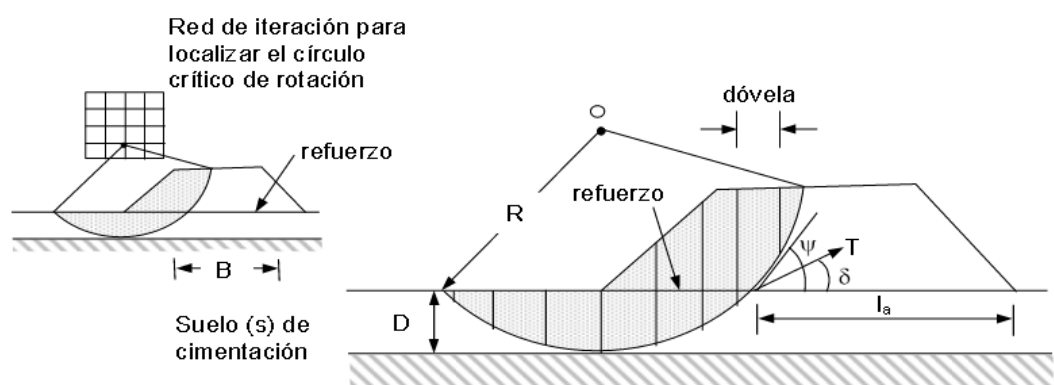


Figura 2.12: Análisis de deslizamiento en terraplenes

Fuente: <http://sjnavarro.files.wordpress.com/2008/09/estabilidad-de-taludes.pdf>

En el análisis de estabilidad de un terraplén, talud o muro sobre suelos blandos hay cuando menos dos tipos de suelos diferentes. La fuerza “T” que proporciona el refuerzo, en el punto de intersección de la superficie de la falla circular y el refuerzo, proporciona un momento estabilizador adicional. La orientación que se le dé al vector en el cálculo de la estabilidad puede variar entre $0 \leq \delta \leq \psi$. (Ver figura 2.12).

El ángulo “ ψ ” es la orientación de la tangente del círculo en la intersección con la capa de refuerzo. La guía de la FHWA (Administración General de Carreteras) recomienda los siguientes valores para δ :

- $\delta=0$, para suelos frágiles, suelos muy sensitivos a deformaciones, por ejemplo, algunos suelos marinos.
- $\delta=\psi/2$, para $D/B < 0.40$ (Ver figura 2.12) y para suelos de moderada a alta compresibilidad, por ejemplo arcillas suaves y turbas.
- $\delta=\psi$, para $D/B > 0.40$ (Ver figura 2.12), para suelos altamente compresibles y para refuerzos de alta elongación.

Deben de analizarse un gran número de círculos de falla potenciales, de manera rutinaria, para determinar el círculo crítico y la magnitud del factor de seguridad mínimo que corresponda a ese terraplén.

El análisis de estabilidad global de los muros (con anclajes, tierra armada y gaviones) por medio de un programa computacional debe ser realizado después del análisis y diseño de la estabilidad externa e interna. Es decir, después de haber definido la longitud del refuerzo, espaciamiento vertical del refuerzo y su resistencia en el caso de un muro de tierra armada.

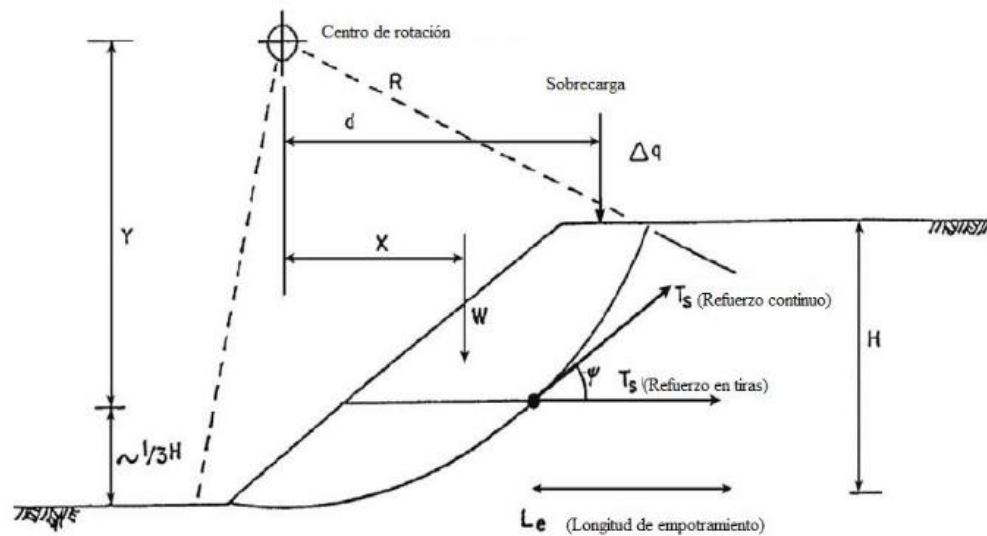


Figura 2.13: Estabilidad global

Fuente: Morales R. (2008), Muros, Taludes y Suelos reforzado

Los programas computacionales se basan en la hipótesis que la fuerza aportada por el refuerzo reduce el momento desestabilizador (MD), calculando el factor de seguridad (FS) de la siguiente manera:

$$FS = \frac{M_R}{M_D - T_s * D} \quad (2.25)$$

Donde:

- M_r , Momento Resistente
- T_s , Sumatoria de fuerzas de tracción del refuerzo de todos los refuerzos interceptados. (Ver figura 2.13)
- D , Radio “R” del círculo para refuerzos de lámina continua extensibles e inextensibles; y distancia vertical “Y” para refuerzos discretos de tira. (Ver figura 2.13)

La selección del factor de seguridad también debe basarse en las recomendaciones del ingeniero geotécnico responsable del diseño y que, además, debe de conocer perfectamente las condiciones del sitio, las

cargas, los métodos constructivos y la función que desempeñará el terraplén.

2.2.2. ESTABILIDAD INTERNA

El análisis de estabilidad interna se realiza principalmente en muros de tierra mecánicamente estabilizada y está orientado a evaluar la resistencia a la rotura de las mallas de refuerzo que se utilizan en este tipo de estructuras y la resistencia al arrancamiento que oponen las mismas en contacto con el suelo.

Las mallas que se emplean en este tipo de estructuras usualmente son fabricadas de acero recubierto con una capa sintética que evita la corrosión, en que la tensión se desarrolla principalmente por fuerzas de fricción entre el refuerzo y el suelo que lo circunda.

La tensión que se genera en las mallas de refuerzo aumenta desde los gaviones de revestimiento del muro hasta alcanzar un máximo, para posteriormente disminuir a medida que aumenta la distancia a dichos gaviones. Esta situación ha sido corroborada en ensayos de pequeña escala y medidas a gran escala, como así también mediante estudios de modelación a través de elementos finitos.

Las características indispensables que deberá tener el tipo de malla de acero será:

- No ser fácil de destejer o desmallar.
- Poseer una elevada resistencia mecánica contra fenómenos de corrosión.
- Facilidad de colocación.

Las mallas de refuerzo serán de forma hexagonal a doble torsión, las torsiones serán obtenidas entrelazando los alambres por tres medios giros. De esta manera se impedirá que la malla se desteja por rotura accidental por los alambres que la conforman.

La superficie de máximas tracciones así definida, crea dos zonas bien diferenciadas: una zona activa, que tiende a moverse hacia los gaviones de revestimiento y una zona resistente, que corresponde a una zona estable y donde las mallas de refuerzo soportan las fuerzas de arrancamiento que se generan. (Ver Figura 2.14)

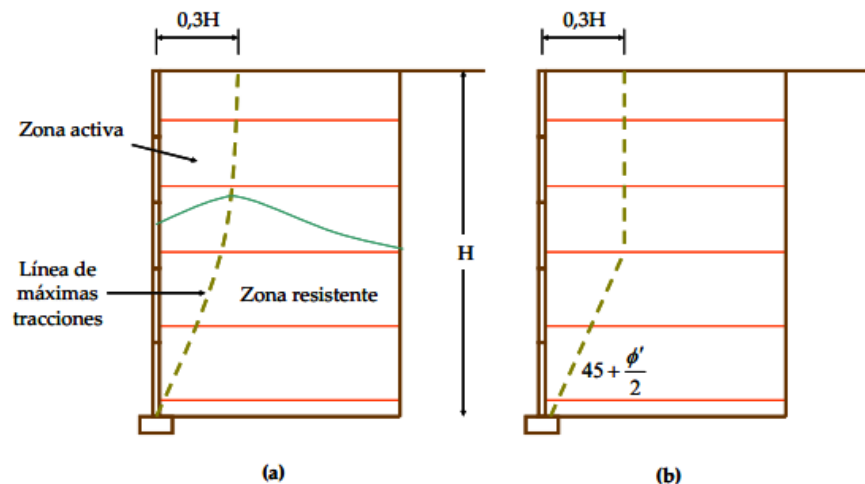


Figura 2.14: Línea de máximas tracciones en las tiras de refuerzo

(a) Curva real de localización de máximas tracciones

(b) Aproximación lineal de máximas tracciones

Fuente: Terramesh, (2002) "Evaluation of the Maccaferri Terramesh System Retaining Wall".

Para un análisis de estabilidad interna en este tipo de muros, la tensión en cualquier punto de las mallas de refuerzo debe ser tal que no supere su resistencia a la rotura, y la resistencia friccional entre la malla y la zona resistente del suelo reforzado, sea lo suficientemente grande para prevenir el arrancamiento de las mallas hacia fuera del relleno.

2.2.2.1. Resistencia a la rotura de las mallas de refuerzo

La resistencia de diseño (T_d) de un determinado elemento de refuerzo es determinada entre la relación de la resistencia última del refuerzo dividida entre factores de reducción.

$$T_d = \frac{T_{ult}}{FR_{CR} * FR_D * FR_{ID}} \quad (2.26)$$

Donde:

- T_{ult} : Resistencia Última
- FR_{CR} : Factor de reducción - Creep.
- FR_D : Factor de reducción - Daño instalación
- FR_{ID} : Factor de reducción – Daños ambientales

El valor de “ T_d ” para el refuerzo metálico deberá ser calculado en base a la resistencia del refuerzo en su sección transversal o por un reconocido método de ensayo de rotura a tracción. Para las mallas la referencia son los ensayos hechos de acuerdo con la norma ASTM A-975, que tiene en cuenta las características geométricas de la malla tipo de triple torsión. Este valor de la resistencia “ T_{ult} ” va a depender de las dimensiones de las mallas. (Figura 2.15)

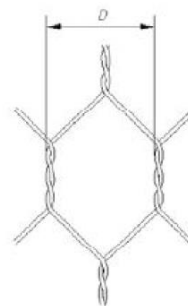


Figura 2.15: Representación de la malla hexagonal a triple torsión
Fuente: Terramesh, (2002) “Evaluation of the Maccaferri Terramesh System Retaining Wall”.

2.2.2.2. Resistencia al arrancamiento de las mallas de refuerzo

La resistencia al arrancamiento está directamente relacionada con la longitud de las mallas en la zona resistente. Así como también la rotura o arrancamiento de los refuerzos (pullout). (Figura 2.16)

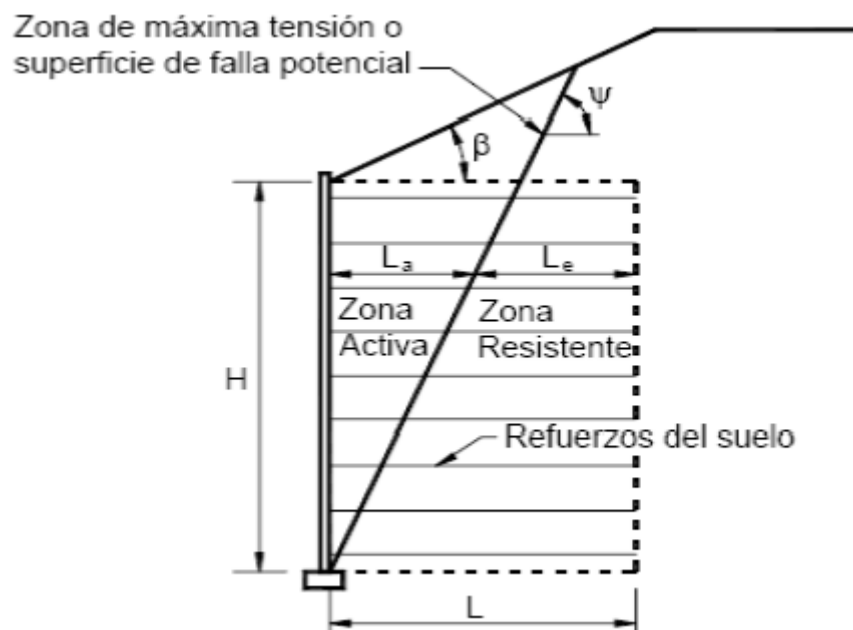


Figura 2.16: Superficie crítica para el cálculo de los factores de seguridad de la estabilidad interna.

Fuente: Terramesh, (2002) "Evaluation of the Maccaferri Terramesh System Retaining Wall".

Como se puede apreciar en la figura anterior la superficie crítica de falla es la que se considera para los muros de suelo reforzado con refuerzos del tipo extensibles. La malla hexagonal a triple torsión es considerada, a pesar de ser una malla de acero, como un refuerzo del tipo "Extensible" (Capítulo 2.4.2 Manual de Diseño de Muros de Suelos Reforzados de la FHWA de Estados Unidos FHWA-NHI-10-024).

Para el cálculo la longitud mínima requerida para evitar el arrancamiento del refuerzo, se debe de calcular mediante la siguiente fórmula:

$$L_e \geq \frac{T_{max}}{\emptyset * F^* * \alpha * \sigma_v * C * R_c} \quad (2.27)$$

Donde:

- L_e : Longitud de los refuerzos en la zona resistente.
- T_{max} : Carga máxima en el refuerzo.
- \emptyset : Factor de resistencia al arrancamiento de los refuerzos.
- F^* : Factor de fricción.
- α : Factor de corrección que considera los efectos de la escala igual a 0.8
- σ_v : Esfuerzo vertical.
- C : Factor adimensional igual a 2.
- R_c : Para refuerzos continuos es igual a 1.

2.3. PRESIÓN LATERAL DE TIERRA EN MUROS

Las estructuras de retención tales como muro de gaviones, muros de tierra armada y muros con anclajes soportan taludes de masas de tierra. El diseño apropiado de esas estructuras requiere un conocimiento de las fuerzas laterales que actúan entre las estructuras de retención y las masas de suelo que son retenidas.

El tipo de empuje que se desarrolla sobre un muro está fuertemente condicionado a la deformabilidad del mismo. En la interacción muro-terreno pueden ocurrir deformaciones que van desde prácticamente nulas, hasta desplazamientos que permiten que el suelo falle por corte. En la figura 2.17 se muestra una estructura de contención.

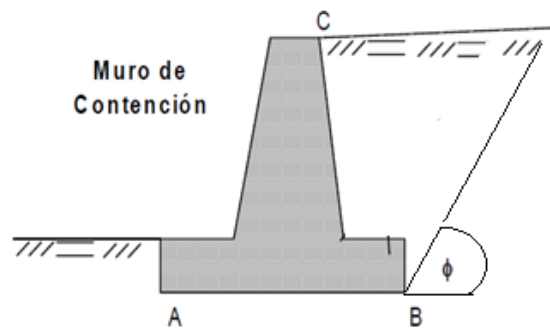


Figura 2.17: Muro de contención

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado -
Rafael Ángel Torres Belandria)

Si el muro de sostenimiento cede, el relleno de tierra se expande en dirección horizontal, originando esfuerzos de corte en el suelo, con lo que la presión lateral ejercida por la tierra sobre la espalda del muro disminuye gradualmente y se aproxima al valor límite inferior, llamado empuje activo de la tierra, ver figura 2.18.

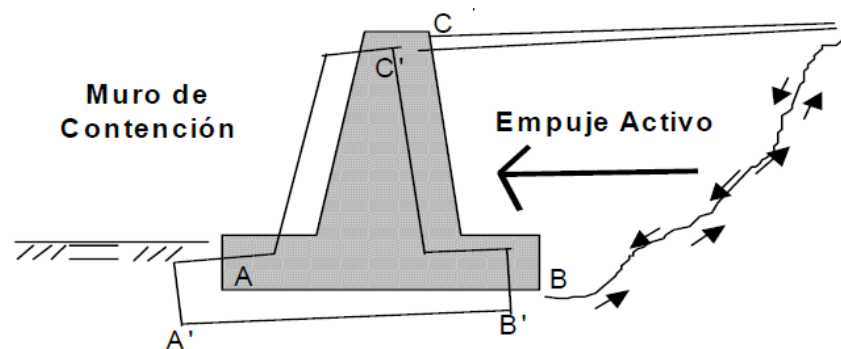


Figura 2.18: Empuje activo

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado -
Rafael Ángel Torres Belandria)

Si se retira el muro lo suficiente y pierde el contacto con el talud, el empuje sobre él es nulo y todos los esfuerzos de corte los toma el suelo, como se aprecia en la figura 2.19.

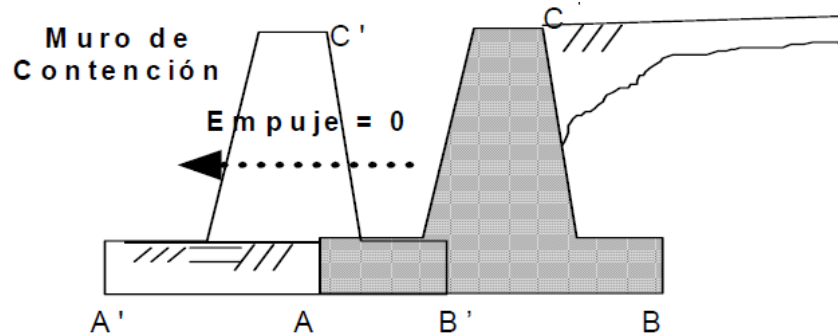


Figura 2.19: Empuje nulo

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado -
Rafael Ángel Torres Belandria)

Si el muro empuja en una dirección horizontal contra el relleno de tierra, la tierra así comprimida en la dirección horizontal origina un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior, llamado empuje pasivo de la tierra (Figura 2.20). Cuando el movimiento del muro da origen a uno de estos dos valores límites, el relleno de tierra se rompe por falta de resistencia al corte.

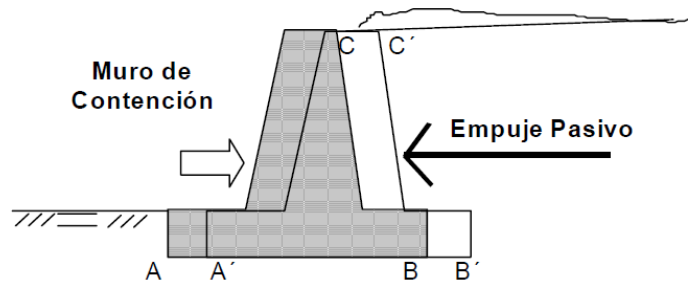


Figura 2.20: Empuje pasivo

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado -
Rafael Ángel Torres Belandria)

Se puede apreciar que los empujes de tierra se encuentran fuertemente relacionados con los movimientos del muro o pared de contención. Dependiendo de la interacción muro-terreno se desarrollaran empujes activos, de reposo o pasivos, siendo el empuje de reposo una condición

intermedia entre el empuje activo y el pasivo. (Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Rafael Ángel Torres Belandria).

2.4. TEORÍAS DE EMPUJE DE TIERRAS

A continuación se describen las teorías de empuje de tierras más conocidas:

2.4.1. TEORIA DE RANKINE

En 1857 publica su estudio de suelos, considerando a la masa de suelo como si estuviera en un equilibrio plástico.

El equilibrio plástico es el mínimo estado de equilibrio en el que se encuentra el suelo antes de la rotura. Se puede decir también que una masa de suelo está en equilibrio plástico si cada punto de la misma se encuentra al borde de la rotura. Rankine usó las mismas consideraciones que Coulomb excepto que asumió que no había fricción entre el muro y el suelo. (Tesis: Análisis y diseño de muros de contención. Lucero; Pachacama, Rodriguez-2012)

La teoría de Rankine para obtener la magnitud de los empujes del suelo sobre los muros, es más sencilla que la de Coulomb, pues se basa en las siguientes hipótesis:

- a) El suelo es una masa isótropa y homogénea.
- b) No existe fricción entre el suelo y el muro.
- c) " Φ " es el ángulo de fricción interna del suelo.
- d) El cara interna del muro es siempre vertical, es decir se supone $\alpha = 90^\circ$. (Ver figura 2.21).
- e) La resultante del empuje de tierras está aplicada a $1/3$ de la altura del muro, medida desde su base.

- f) La dirección del empuje es paralela a la inclinación de la superficie del relleno, es decir forma el ángulo β con la horizontal. (Ver figura 2.21).

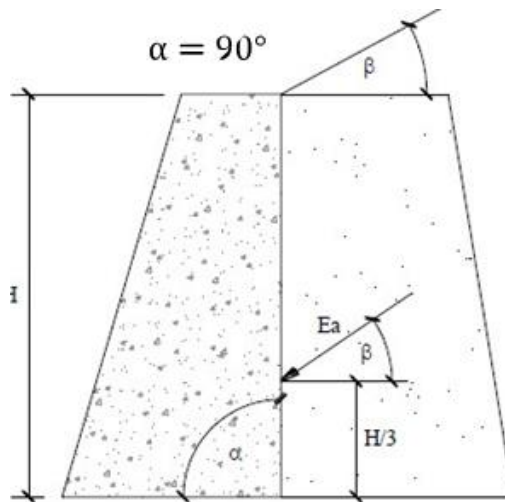


Figura 2.21: Ángulos y fuerzas actuantes (Teoría de Rankine)

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención, Lucero; Pachacama, Rodríguez-2012)

Si bien la hipótesis de los paramentos sin fricción entre el suelo y el muro no es válida, los resultados obtenidos mediante la teoría de Rankine en suelos no cohesivos, se hallan del lado de la seguridad, y los muros diseñados con estos criterios ofrecen por lo general un comportamiento satisfactorio.

Según la teoría de Rankine, la presión activa y pasiva es respectivamente:

$$Pa = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * Ka \quad (2.28)$$

$$Pp = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * Kp \quad (2.29)$$

Los coeficientes de los empujes varían si el terraplén de relleno es horizontal o inclinado.

Para terraplén horizontal se tiene:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\Phi}{2} \right) \quad (2.30)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) \quad (2.31)$$

Para terraplén inclinado se tiene:

$$K_a = \cos \beta * \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \Phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \Phi}} \quad (2.32)$$

$$K_p = \cos \beta * \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \Phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \Phi}} \quad (2.33)$$

2.4.2. TEORÍA DE COULOMB

La teoría de Coulomb (1776) referente al empuje de tierras, se basa en las siguientes hipótesis:

- a) El suelo es una masa isótropa y homogénea, con fricción interna y cohesión.
- b) Si bien el deslizamiento se produce usualmente a lo largo de una superficie curva, en forma de espiral logarítmica, se logra una simplificación de la teoría al suponerla plana, y se designa por plano de falla, de rotura o de cizallamiento. (Ver figura 2.22).

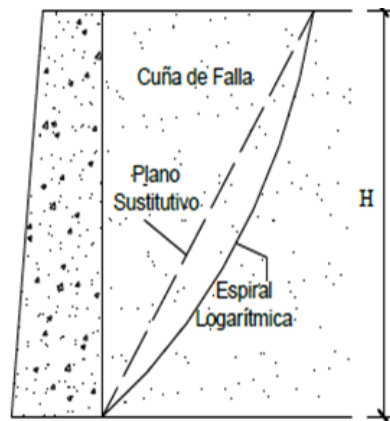


Figura 2.22. Cuña de falla

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención, Lucero; Pachacama, Rodríguez-2012)

- c) Las fuerzas de fricción se distribuyen uniformemente a lo largo del plano siendo " Φ " el ángulo de fricción interna del suelo. (Ver figura 2.23 (a)).
- d) La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.
- e) La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo fricción entre éste y el suelo. " δ " Es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro, también conocido como ángulo de rugosidad del muro. (Ver figura 2.23 (a)).
- f) La falla es un problema de deformación plana, y el muro se considera de longitud unitaria.

La teoría de Coulomb se basa en la hipótesis de los empujes ejercidos sobre el muro se deben al peso parcial de una cuña de tierra que se desliza a causa de la falla del suelo por cizallamiento.

- **Empuje Activo**

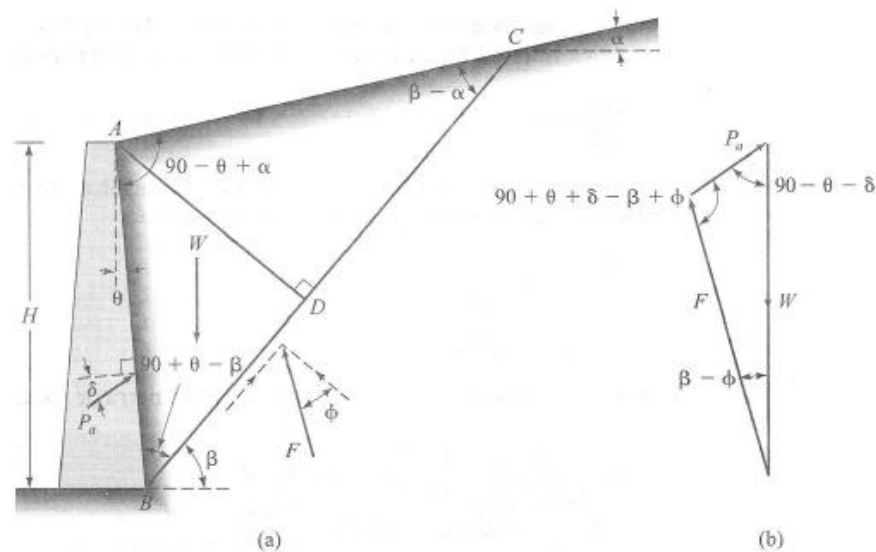


Figura 2.23: Cuña de falla (a) y polígono de fuerzas(b)–Presión Activa

Fuente: Fundamentos de Geotécnia, Braja M. Das

El peso “W” de la cuña de falla se obtiene suponiendo que el plano de falla forma un ángulo “ β ” con la horizontal, y que la dirección de W es vertical.

El peso de la cuña de falla “W” se descompone en dos: la fuerza “ P_a ” que es el empuje contra el muro y forma el ángulo “ δ ” con la normal de la cara interna del muro, y la fuerza “F”, que forma el ángulo “ ϕ ” con la normal al plano de falla. (Ver figura 2.23 (a))

La magnitud de “ P_a ” y de “F” puede hallarse gráficamente, construyendo el polígono de fuerzas. (Ver figura 2.23 (b)).

Para obtener la presión activa de tierras por la teoría de Coulomb se usa la siguiente ecuación:

$$P_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2 \quad (2.34)$$

Donde:

K_a , es el coeficiente de la presión activa de Coulomb, definido por:

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi - \theta)}{\cos^2(\theta) * \cos(\delta + \theta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \Phi) * \sin(\Phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) * \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (2.35)$$

- **Empuje Pasivo**

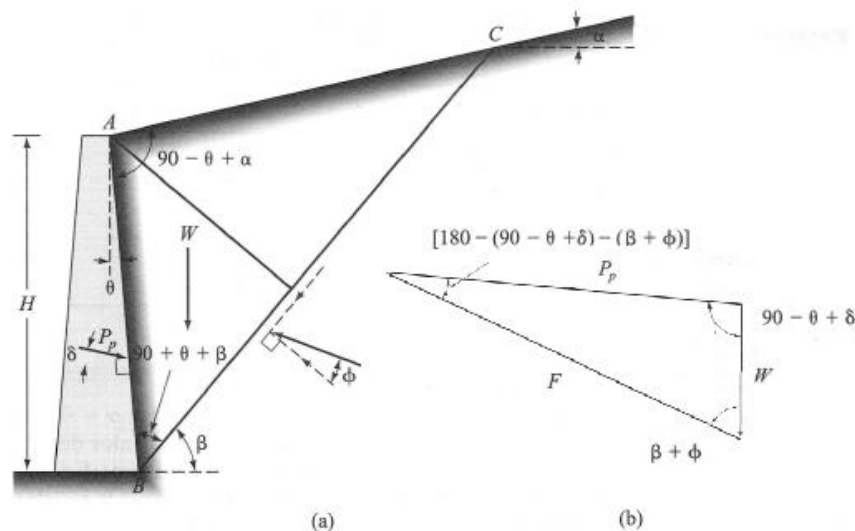


Figura 2.24: Cuña de falla (a) y polígono de fuerzas(b)–Presión Pasiva

Fuente: Fundamentos de Geotécnia, Braja M. Das

De igual manera para el cálculo de la presión pasiva se usa la siguiente ecuación:

$$P_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma * H^2 \quad (2.36)$$

K_p , es el coeficiente de la presión pasiva de Coulomb, definido por:

$$K_p = \frac{\cos^2(\Phi + \theta)}{\cos^2(\theta) * \cos(\delta - \theta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\Phi - \delta) * \sin(\Phi + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) * \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2} \quad (2.37)$$

2.4.3. TEORÍA DE MONONOBE – OKABE

Okabe (1926), y Mononobe y Matsuo (1929) desarrollaron las bases de un análisis pseudo-estático para evaluar las presiones sísmicas que desarrollan los suelos sobre los muros de contención, dando origen al conocido Método de Mononobe - Okabe (M - O). (Ver figura 2.25).

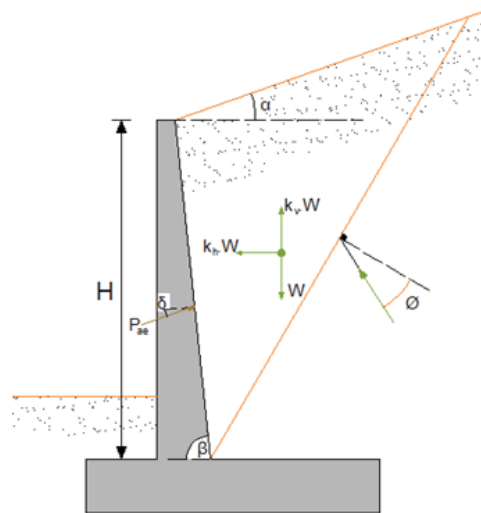


Figura 2.25: Componentes de la presión de tierra en condiciones sísmicas,
Mononobe – Okabe

Fuente: Tesis UPN, Sanchez Pruna 2013

Debido a la presencia del movimiento sísmico, las fuerzas que actúan sobre la cuña de falla de suelo, son esencialmente las mismas que se usan para el cálculo de la presión activa en ausencia de condiciones sísmicas,

con la adición de los coeficientes “Kh” y “Kv”, mismos que están definidos de la siguiente manera:

$$K_h = \frac{\text{Componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{Aceleración de debido a la gravedad}} \quad (2.38)$$

$$K_v = \frac{\text{Componente vertical de la aceleración del sismo}}{\text{Aceleración de debido a la gravedad}} \quad (2.39)$$

La presión activa para condiciones sísmicas se determina a través de la siguiente expresión:

$$P_{ae} = \gamma_{suelo} * H * (1 - K_v) * K_{ae} \quad (2.40)$$

Esta expresión da como resultado unidades de presión, es decir, fuerza por unidad de área, donde:

K_{ae} : coeficiente de presión activa de la tierra en condiciones sísmicas definido por:

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos \theta' * \text{sen} \beta * \text{sen}(\beta - \theta' - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta') * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]} \quad (2.41)$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad (2.42)$$

De la figura 2.25 se tiene:

- α : es el ángulo que forma la superficie de la cuña con la horizontal, o ángulo del talud natural del suelo
- ϕ : es el ángulo de fricción interna del suelo
- δ : es el ángulo de fricción entre el suelo y muro, el cual depende de la rugosidad de las paredes del muro
- β : es la inclinación del cara interna del muro (contacto con el suelo)
- γ : es el peso específico del suelo
- H : es la altura del muro

2.5. MUROS DE GAVIONES

Los muros de gaviones son los formados por superposición de mallas de forma prismática, fabricadas generalmente mediante enrejado de alambre galvanizado en cuyo interior se introducen rocas de pequeño tamaño. (Figura 2.26).

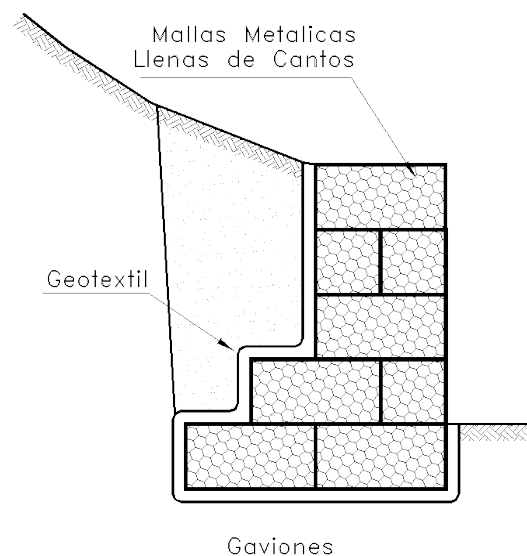


Figura 2.26: Muro de gaviones

Fuente: Deslizamientos-Tomo II: Técnicas de Remediación Ing. Jaime Suárez

El material más utilizado en la elaboración de las mallas es el alambre de acero galvanizado. El diámetro de alambre más utilizado es de 3 mm, pudiéndose emplear alambres de 2, 2.2, 2.4, 2.7 mm. Las cajas llegan plegadas a obra y su peso oscila entre los 10 y 38 kg cada una.

Se utiliza acero galvanizado en la elaboración de las mismas para evitar los problemas de corrosión, teniendo en cuenta que en el deterioro del mismo influye: el ambiente de emplazamiento, los golpes de las piedras contra las mallas, la abrasión de los sedimentos, la acción del agua y la tensión en el alambre.

Las mallas utilizadas en los gaviones tienen forma hexagonal y los alambres se unen entre sí enlazándolas mediante tres giros, lo que se conoce como doble torsión. También se utilizan otro tipo de mallas en la elaboración de las mallas que son: las mallas de simple torsión, las mallas electrosoldadas, la malla plástica y la malla de enrejado.

Como material de relleno de las mallas prismáticas se puede emplear cantos rodados o piedras de cantera, pudiéndose también emplear materiales artificiales producto de demoliciones.

Deben utilizarse materiales de elevado peso específico cuando la estructura esté sometida a las fuerzas producidas por el agua o resistir el momento de vuelco en el caso de muros de gravedad. Las dimensiones de las rocas deben ser del orden de al menos 1.5 veces la abertura de la malla, especialmente las piedras exteriores que estén en contacto con ella.

Las rocas de relleno, además de ser lo más densas posible, deben ser preferiblemente resistentes a los impactos y a las acciones químicas y atmosféricas.

Entre las características de los muros de gaviones se destacan:

- Posibilidad de construir macizos de gran volumen y peso, resistentes a ser desplazados a partir de materiales de pequeñas dimensiones (piedras).
- Gran flexibilidad estructural al carecer de piel rígida.
- Alta permeabilidad, lo que posibilitará el flujo de agua a través de ellos, quedando retenidos los sedimentos.
- Proceso constructivo simple que no requerirá de equipos o mano de obra especializada.
- Buena integración con el medio ambiente, principalmente cuando transcurre un cierto periodo de tiempo en los que los huecos se rellenan parcialmente de tierra, permitiendo de este modo el crecimiento de vegetación.

2.6. MUROS ANCLADOS

Los muros anclados para contención de tierra son los muros que logran su estabilidad a través de tirantes de anclaje con capacidad para soportar las fuerzas que cargan sobre el mismo, como lo son el empuje del suelo, del agua y de las sobrecargas. (Figura 2.27). Estas fuerzas son trasladadas por los anclajes a una zona detrás de la superficie de falla, en donde el anclaje se fija por intermedio de un bulbo de adherencia que puede funcionar a tracción y fricción.

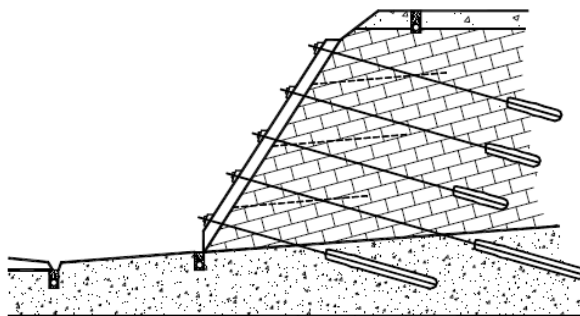


Figura 2.27: Muro anclado

Fuente: Deslizamientos técnicas de remediación Ing. Jaime Suarez Díaz

Los tirantes se pre-tensan y son generalmente contruidos con cables de acero del mismo tipo de las utilizadas en el concreto presforzado, que se alojan en perforaciones ejecutadas en el terreno con una ligera inclinación hacia abajo respecto a la horizontal, como se aprecia en la figura anterior.

Los anclajes pre-tensados tienen la ventaja de que no son pasivos como la estructura de gravedad sino que al pre-tensarse se les coloca una carga de tensión a través de un cable de acero anclado a un bulbo cementado a una profundidad dentro del talud, que se opone a la acción del deslizamiento. Las fuerzas de los anclajes se oponen al movimiento de la superficie del talud ayudando a proveer estabilidad contra deslizamientos.

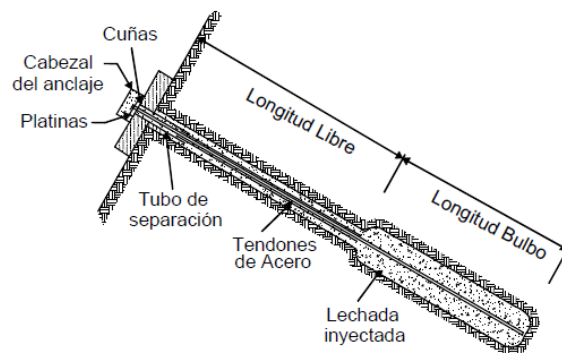


Figura 2.28: Anclaje con tendones de acero

Fuente: Deslizamientos técnicas de Remediación Ing. Jaime Suarez Díaz

2.6.1. Capacidad de tensión de la barra del anclaje

La capacidad de tensión en la barra de anclaje se viene dada por la siguiente ecuación:

$$R_T = A_t * f_y \quad (2.43)$$

Donde:

A_t = Sección transversal de la barra del anclaje (cm²)

f_y = La resistencia a la fluencia de la barra del anclaje (Kg/cm²)

2.6.2. Arrancamiento del anclaje

Es uno de los principales métodos de falla. Este modo de falla puede ocurrir cuando la capacidad de arrancamiento por unidad de longitud es insuficiente o cuando la longitud del anclaje es insuficiente. El arrancamiento por unidad de longitud es definida como:

$$Q_u = \pi * q_u * DDH \quad (2.44)$$

Donde:

- Q_u = Capacidad al arrancamiento por unidad de longitud
- q_u = Resistencia última al arrancamiento (Kg/cm²)
- DDH = promedio del diámetro efectivo del agujero de perforación (cm)

2.6.3. Adherencia admisible del bulbo

Se puede obtener el valor de la adherencia admisible aplicando la expresión siguiente:

$$a_{adm} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' * \frac{\tan \varphi'}{F_{2\varphi}} \quad (2.45)$$

Siendo:

- c' = Cohesión efectiva del terreno en el contacto terreno-bulbo.(Kg/cm²)
- φ' = Ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en el contacto terreno-bulbo.
- σ' = Presión efectiva del terreno en el centro del bulbo más una tercera parte de la presión de inyección aplicada.(Kg/cm²).
- F_{2c} = 1,60; coeficiente de minoración de la cohesión.
- $F_{2\varphi}$ = 1,35; coeficiente de minoración de la fricción.

2.6.4. Fuerza de tensión en el revestimiento (pantalla) del muro

La fuerza de tensión del anclaje en la superficie del muro, varía entre:

$$T_o = 0,60 * K_A * \gamma * H \quad a \quad T_o = 0,70 * K_A * \gamma * H \quad (2.46)$$

Donde:

- K_A = Coeficiente de la presión activa del suelo
- γ = Peso específico del suelo (T/m³)
- H = Altura del muro(m)

2.6.5. Capacidad de flexión del revestimiento (pantalla)

La capacidad de flexión por unidad de longitud es el momento máximo resistente por unidad de longitud que puede ser movilizada en la sección del revestimiento (pantalla). Puede ser determinada por las siguientes expresiones:

$$RFF = \frac{C_F}{265} * (a_{vn} + a_{vm}) * \left(\frac{S_H * h}{S_V} \right) * fy \quad (2.47)$$

ó

$$RFF = \frac{C_F}{265} * (a_{hn} + a_{hm}) * \left(\frac{S_V * h}{S_H} \right) * fy \quad (2.48)$$

Donde:

- C_F = Factor que considera presiones de suelo no uniformes detrás de la cara del muro.
- h = Espesor del revestimiento(pantalla) [m]

- a_{vn} = Área de sección transversal del refuerzo por unidad de longitud en la dirección vertical en la cabeza del anclaje. (mm^2/m)
- a_{vm} = Área de sección transversal del refuerzo por unidad de longitud en la dirección vertical en el centro. (mm^2/m)
- a_{hn} = Área de sección transversal del refuerzo por unidad de longitud en la dirección horizontal en la cabeza del anclaje. (mm^2/m)
- a_{hm} = Área de sección transversal del refuerzo por unidad de longitud en la dirección horizontal en el centro. (mm^2/m)
- S_H = Espaciamiento horizontal del anclaje (m)
- S_V = Espaciamiento vertical del anclaje (m)
- f_y = Resistencia a la fluencia del reforzamiento (Mpa)

Los parámetros para calcular la capacidad de flexión de la pantalla de hormigón se detallan en la figura 2.29.

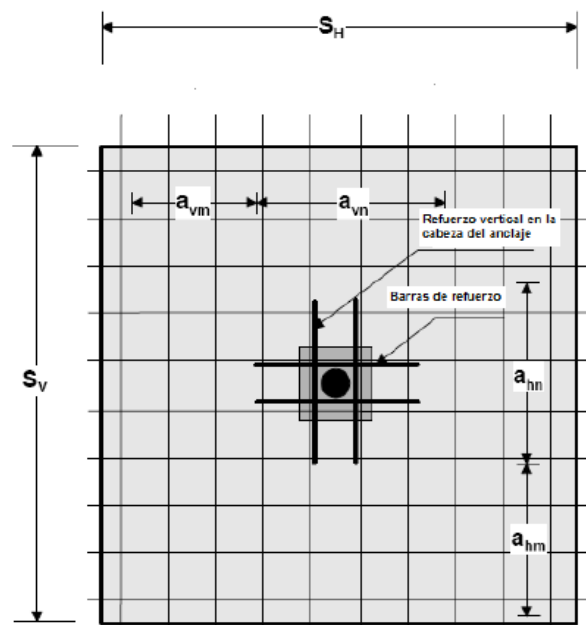


Figura2.29: Parámetros para el cálculo de la flexión en la pantalla

Fuente: Manual for Design & Construction of Soil Nail Walls

2.6.6. Capacidad de corte al punzonamiento en pantalla

La capacidad de punzonamiento viene dada por:

$$R_{FP} = C_p * V_F \quad (2.49)$$

Donde:

VF = Fuerza punzonamiento actuando a través de la sección. (KN)

CP = Factor de corrección que tiene en cuenta la contribución de la capacidad de soporte del suelo.

El factor de corrección del CP se utiliza para tener en cuenta el efecto de la presión del suelo detrás del revestimiento del muro que actúa para estabilizar el cono. Si no hay una reacción de la sub-rasante se considera, CP = 1,0. Cuando la reacción del suelo se considera, CP puede ser alta como 1,15. A efectos prácticos, la corrección se suele omitir lo que se considera como CP = 1,0.

La fuerza de punzonamiento “VF” en (kN) viene dada por la siguiente expresión:

$$V_F = 330 * \sqrt{f'_c} * \pi * D'_c * h_c \quad (2.50)$$

Donde:

- D'C = Diámetro efectivo de la superficie de falla cónica al centro de la sección (se considera un promedio de la superficie de falla cilíndrica, ver figura 2.30) [m]
- hc = Profundidad efectiva de la superficie cónica (Ver figura 2.30) [m]
- f'c = Resistencia a la compresión del concreto. (Mpa)

En la figura 2.30 se detalla el corte por punzonamiento en la pantalla de hormigón.

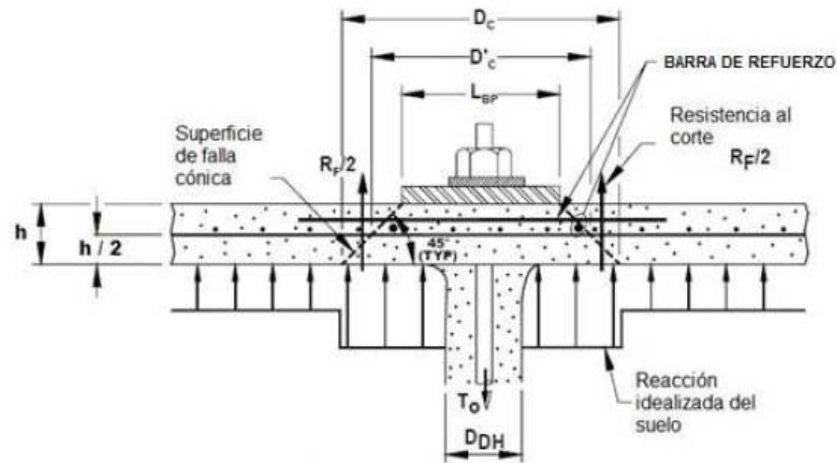


Figura 2.30: Corte por punzonamiento en pantalla de hormigón

Fuente: Manual for design & Construction of Soil Nail Walls

Los usos, ventajas y desventajas de los muros anclados que contienen un bulbo y una pantalla de hormigón son los siguientes:

➤ USOS

- Estabilización de cortes de taludes para ampliación de carreteras.
- Reparación de fallas de borde de carreteras.
- Excavaciones para sótanos en edificios.

➤ VENTAJAS

- Fundaciones de pequeñas dimensiones.
- Capacidad para resistir grandes presiones horizontales.
- Reducidos volúmenes de excavaciones y rellenos.
- Facilidad de construir en gran variedad y tipos de suelo.

2.7. MUROS DE TIERRA ARMADA CON MALLA DE ACERO GALVANIZADO

La tierra armada es una asociación de tierra y elementos lineales capaces de soportar fuerzas de tensión, el refuerzo de estos elementos lineales da al macizo una resistencia a tensión de la que el suelo carece, la fuente de esta resistencia a la tensión es la fricción interna del suelo, ya que las fuerzas que se producen en la masa se transfieren del suelo a las mallas por fricción.

Un muro de contención de tierra armada está constituido por un suelo granular compactado en el que se colocan mallas a intervalos regulares. Por lo general las bandas son de acero galvanizado con un recubrimiento sintético que generalmente es de PVC. (Ver figura 2.31).

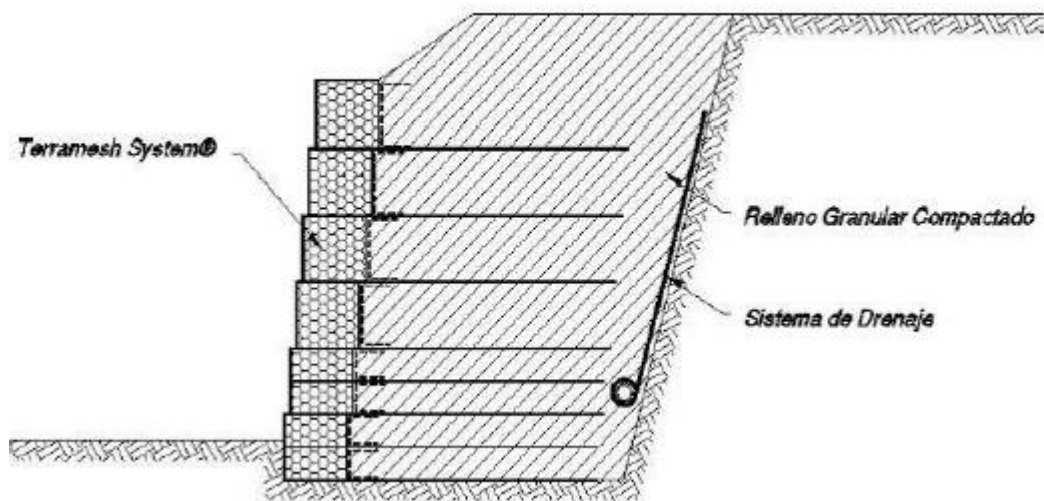


Figura 2.31: Muro de tierra armada con malla

Fuente: Terramesh, (2002) "Evaluation of the Maccaferri Terramesh System Retaining Wall".

La estabilidad de un muro de retención que se construya con tierra armada debe comprender principalmente dos clases de análisis:

- Tomar el elemento como un conjunto que será similar a un muro convencional del tipo de gravedad.
- Realizar análisis de estabilidad interna básicamente para definir la longitud mallas de refuerzo y separación horizontal, esto para que no se produzca deslizamiento del material térreo respecto a las mallas.

El sistema de tierra armada con malla cuenta con tres elementos principales que son:

1. Recubrimiento de gaviones

- Las dimensiones de los gaviones son de 1,00 m de altura y 1,00 m de ancho.
- Se colocan verticalmente con la ayuda de una grúa liviana, en hiladas horizontales sucesivas, conforme se va colocando el relleno.
- Serán mantenidas en posición vertical o ligeramente inclinadas hacia atrás, mediante cuñas de madera temporales.
- Los gaviones protegen de la erosión de la lluvia y desprendimientos del suelo

2. Malla de refuerzo

- Son de acero galvanizado con un recubrimiento de PVC.

3. El material granular ocupado para relleno.

- El material a usarse para estas estructuras debe ser de naturaleza friccionante. La colocación del material de relleno se realizará inmediatamente al levantamiento de cada gavión, cabe destacar

que el material de relleno debe ser compactado mediante rodillo vibratorio.

La metodología de de diseño de estos muros se encuentra en la sección 2.2.1 y 2.2.2 del presente capítulo.

Las aplicaciones, ventajas y desventajas del uso de muros de tierra armada con mallas de acero galvanizado se describen a continuación.

➤ **APLICACIONES**

- Suelos compresibles y de baja capacidad portante.
- Lugares donde la actividad sísmica es elevada.
- Al carecer de cimentación son aplicados en terrenos de topografía complicada.

➤ **VENTAJAS**

- Permiten muros de gran altura.
- Verticalidad.
- Durabilidad.
- Apropiaada en zonas donde la superficie de trabajo es limitada.

➤ **DESVENTAJAS**

Existe riesgo de que se presente una falla de cualquiera de los tres tipos siguientes:

- Una falla en la cual la tierra armada colapsa como un conjunto, sin deformación importante dentro de sí misma. Esta falla puede ocurrir por deslizamiento o volcadura y es análoga a la de un muro de retención convencional que falle por las mismas causas.

- Falla por deslizamiento de la tierra en relación a las mallas de refuerzo, acompañada de una disgregación dentro del cuerpo de tierra armada.
- Falla por rotura de las mallas refuerzo.

3. CAPÍTULO III: INVESTIGACIÓN TOPOGRÁFICA

3.1. RED DE ENLACE GPS DE PRECISIÓN

El trabajo realizado propone al GPS (Sistema de Posicionamiento Global) y a la Estación Total como equipos topográficos a ser utilizados en el levantamiento, es por tanto necesario conocer los principios de funcionamiento de ambos; la información aquí presentada tiene como objetivo proporcionar una visión general de dichos principios.

Para conocer en detalle su uso y manejo se deberá consultar los respectivos manuales de usuario dependiendo del modelo y marca que se seleccione para posteriores trabajos profesionales o proyectos de grado, los cuales son suministrados por las casas comerciales al momento de su adquisición.

3.1.1. Sistema de Posicionamiento Global (GPS)

Es un sistema que hace uso de un conjunto de satélites ubicados en el espacio agrupados en forma de constelaciones o también conocido como sistema de medición tridimensional que utiliza señales de radio que proporciona el sistema NAVSTAR (Navigation System Using Timing and Ranging) por sus siglas en inglés.

Actualmente se conocen las siguientes constelaciones: NAVSTAR (Americano), GLONASS (Ruso) y GALILEO (Europeo) sistema de medición tridimensional que utiliza señales de radio que proporciona el sistema NAVSTAR, esta constelación está integrada por 24 satélites artificiales que orbitan la Tierra en 12 horas. Esto permite que durante las 24 horas estén visibles al menos 5 a 8 satélites desde cualquier punto del planeta.

Los satélites NAVSTAR, figura 3.1, orbitan la tierra en 6 planos orbitales, de 4 satélites cada uno, a una altura aproximada de 20.200 Km. El NAVSTAR es utilizado por miles de usuarios civiles alrededor del mundo; el mismo fue diseñado, financiado, controlado y operado por el Departamento de Defensa de Estados Unidos.

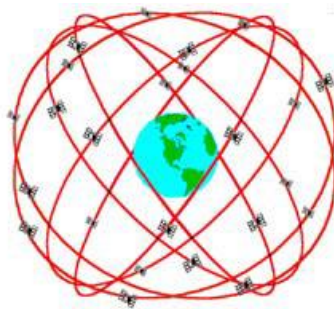


Figura 3.1. Constelación NAVSTAR

Fuente: Uso del GPS y Estación Total, Raquel Pachas 2009

Como sistema está integrado por tres componentes: espacial, de control y el de usuario.

- **Componente espacial:**

El segmento espacial está formado por los llamados vehículos espaciales o satélites que envían señales de radio desde el espacio.

La posición exacta de los satélites es conocida durante las 24 horas del día y desde cualquier posición del planeta. Esta información es emitida continuamente en la forma de señales de navegación.

- **Componente de control**

Está formado por una red (Figura 3.2), de estaciones de monitoreo, ubicadas alrededor del mundo: Colorado (estación master), Hawaii, Ascensión, Diego Garcia y Kwajalein. El propósito del segmento de control

es monitorear el funcionamiento de los satélites, determinar sus órbitas y el funcionamiento de los relojes atómicos así como enviar la información que será transmitida en forma de mensaje desde los satélites.



Figura 3.2: Estaciones máster y de monitoreo

Fuente: Uso del GPS y Estación Total, Raquel Pachas 2009

- **Componente de usuario**

Está integrado por los receptores que captan las señales emitidas por los satélites y empleados para el posicionamiento estático o cinemático.

En general se conoce como receptor GPS al instrumento que recibe y decodifica la señal del satélite calculando las coordenadas del punto deseado; es un equipo constituido por una antena con preamplificador para capturar las señales emitidas por los satélites, canal de radio frecuencia, microprocesador para la reducción, almacenamiento y procesamiento de datos, oscilador de precisión para la generación de códigos pseudoaleatorios, fuente de energía eléctrica, interface del usuario constituida por la pantalla, teclado y por un dispositivo de almacenamiento de datos. (Figura 3.3).



Figura 3.3: GPS de precisión milimétrica

Fuente: Uso del GPS y Estación Total, Raquel Pachas 2009

En este proyecto de grado se ha utilizado un GPS de precisión para el enlace a la red geodésica nacional y posterior se realizó el levantamiento topográfico respectivo en cada uno de los sitios de estudio.

3.2. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

El levantamiento topográfico es una representación en medidas reales de un terreno de cualquier forma y/o dimensión.

Para realizar un levantamiento topográfico existen equipos de precisión, que básicamente miden ángulos y distancias utilizando un principio básico trigonométrico como es la triangulación, que consiste en tener conocimiento de dos coordenadas y a partir de esta encontrar un tercer punto.

Los instrumentos para realizar este trabajo se describen a continuación:

- **Estación total**

Se conoce con este nombre (Figura 3.4), al instrumento que integra en un sólo equipo las funciones realizadas por el teodolito electrónico, un

medidor electrónico de distancias y un microprocesador para realizar los cálculos que sean necesarios para determinar los puntos del terreno.

Entre las operaciones que realiza una estación total puede mencionarse: obtención de promedios de mediciones múltiples angulares y de distancias, corrección electrónica de distancias por constantes de prisma, presión atmosférica y temperatura, correcciones por curvatura y refracción terrestre, reducción de la distancia inclinada a sus componentes horizontal y vertical así como el cálculo de coordenadas de los puntos levantados.

El manejo y control de las funciones de la estación total se realiza por medio de la pantalla y del teclado, las funciones principales se ejecutan pulsando una tecla, como la introducción de caracteres alfanuméricos para medir una distancia.

Otras funciones que se emplean poco o que se utilizan sólo una vez, son activadas desde el menú principal, funciones como la introducción de constantes para la corrección atmosférica, constantes de prisma, revisión de un archivo, búsqueda de un elemento de un archivo, borrado de un archivo, configuración de la estación, puertos de salida, unidades de medición, la puesta en cero o en un valor predeterminado del círculo horizontal se realizan también desde el menú principal.

La pantalla es también conocida como panel de control, en ella se presentan las lecturas angulares en el sistema sexagesimal, es decir los círculos son divididos en 360° , de igual manera se puede seleccionar para el círculo vertical, ángulos de elevación o ángulos zenitales (el cero en el horizonte o en el zenit respectivamente).



Figura 3.4: Estación total SET 630 RK SOKKIA

Fuente: Uso del GPS y Estación Total, Raquel Pachas 2009

El modo de operar una estación total comienza haciendo estación en el punto topográfico y luego se procede a la nivelación del aparato.

Para iniciar las mediciones es necesario orientar la misma previamente, para lo cual se requiere hacer estación en un punto de coordenadas conocidas o supuestas y conocer un azimuth de referencia, el cual se introduce mediante el teclado.

Para la medición de distancias el distanciómetro electrónico incorporado a la estación total calcula la distancia de manera indirecta en base al tiempo que tarda la onda electromagnética en viajar de un extremo a otro de una línea y regresar.

En el campo se hace estación en uno de los extremos cuya distancia se desea determinar y en el otro extremo se coloca un reflector o prisma (Figura 3.5); es requisito indispensable que la visual entre la estación total y el reflector o prisma se encuentre libre de obstáculos, el instrumento transmite al prisma una señal electromagnética que regresa desde el reflector, la determinación precisa de la distancia se obtiene una vez que se han aplicado las correcciones atmosféricas, de temperatura y de presión

correspondientes. Estas correcciones son efectuadas por el microprocesador una vez que el operador ha introducido por teclado estos valores. La estación total mide distancias repetidamente, el resultado que aparece en pantalla es el promedio del número de veces que el operador haya seleccionado. El tiempo estimado en los equipos modernos es entre 3 y 4 segundos para distancias de 2.5 kilómetros, con una precisión de \pm (3 mm). Los prismas son circulares, de cristal óptico de alta calidad, fabricados observando estrictas tolerancias.



Figura 3.5: Prisma de estación total SET 630 RK SOKKIA

Fuente: Uso del GPS y Estación Total, Raquel Pachas 2009

La estación total es utilizada tanto en levantamientos planimétricos como altimétricos, independientemente del tamaño del proyecto. Los levantamientos realizados con este instrumento son rápidos y precisos, el vaciado de los datos de campo está libre de error, el cálculo se hace a través del software y el dibujo es asistido por computadora, lo cual garantiza una presentación final, el plano topográfico, en un formato claro, pulcro y que cumple con las especificaciones técnicas requeridas.

Se realizó el levantamiento topográfico del área afectada y su entorno, levantando todas las obras de infraestructura existentes así como los escarpes presentes de tal manera que permitan identificar la morfología de la zona, además se tomó detalles del sitio de falla.

Las características del levantamiento realizado en los tres sitios inestables son las siguientes:

Tabla 3.1: Descripción de levantamiento

Descripción	Características
Enlace a la red geodésica nacional	Mediante GPS tipo navegador Datum WGS84
Equipos utilizados	Estación total Sokkia modelos 630RK
Procesamiento y dibujo	Software Auto CAD - Civil CAD
Resultado	Plano topográfico con curvas de nivel cada 1 m. en 3D, formato .dwg

Los planos topográficos del levantamiento realizado en los tres sitios inestables (Sitio 1: Km 33.6 desde Papallacta a Baeza, Sitio 2: Km 19 desde Cosanga a La Merced de Jondachi, Sitio 3: Km 5.2 desde La Merced de Jondachi hacia Archidona), se encuentran en el ANEXO A.

4. CAPÍTULO IV: GEOTECNIA

El presente capítulo recopila los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos, realizado en los sitios de la vía Papallacta - Baeza – Tena, (Sitio 1: Km 33.6 desde Papallacta a Baeza, Sitio 2: Km 19 desde Cosanga a La Merced de Jondachi, Sitio 3: Km 5.2 desde La Merced de Jondachi hacia Archidona), donde se han producido inestabilidades. El componente del estudio comprende los trabajos de campo, los de laboratorio y el procesamiento de datos, y tiene como objetivos específicos los siguientes:

- Realizar un reconocimiento directo con la finalidad de definir y evaluar las condiciones actuales en los sitios inestables.
- Definir un diagnóstico del problema, con la finalidad de determinar las posibles causas de las inestabilidades.
- Determinar la naturaleza del subsuelo, por medio de la clasificación de los materiales encontrados y recuperados durante la ejecución de los sondeos.
- Conocer las condiciones físicas y características geomecánicas del subsuelo de fundación, por medio de pruebas de laboratorio sobre muestras tomadas en las perforaciones y calicatas que son:

Parámetros de resistencia al corte

- Ensayo de penetración estándar (SPT)
- Cohesión (Ensayo triaxial)
- Ángulo de fricción interna (Ensayo triaxial)

Relaciones volumétricas

- Peso específico (Densidad natural)
- Contenido de humedad
- Límite líquido

- Límite plástico
 - Índice de plasticidad
-
- Determinar la ubicación del nivel freático.
 - Análisis de los resultados de las pruebas de campo y laboratorio.

4.1. TRABAJOS DE CAMPO

4.1.1. SITIO 1

En el sitio 1, en el que se distingue la inestabilidad se ejecutó una perforación de 6.0 metros y 2 calicatas de 2.0 metros de profundidad.

Además se ejecutó un sondeo para registrar la presencia de Nivel Freático. La ubicación de la perforación, de la calicata y del sondeo para nivel freático se muestra en el Anexo A.

La perforación se ejecutó con equipo especializado para este fin, mediante el procedimiento denominado en seco y no fue necesario usar camisas de revestimiento.

En la perforación se realizó el ensayo de penetración estándar (SPT), cada metro y se tomó, mediante el tubo partido de 2.0 pulgadas, la muestra de suelo para la clasificación manual - visual y ensayos de laboratorio. La muestra fue identificada tomando en cuenta la perforación, la profundidad y el número de golpes. En las calicatas se registró la estratigrafía del suelo y se tomaron muestras representativas para ensayos de laboratorio.

En la perforación, en el sondeo y en las dos calicatas no se detecta presencia de nivel freático.

Tabla 4.1: Sondeos nivel freático Sitio1

SONDEO (NF)	COTA INICIO (msnm)	COTAN.F. (msnm)
S1	1850.3	No se detectó

Un resumen de los trabajos de las perforaciones, calicatas y sondeos para N.F. se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 4.2: Resumen de perforaciones Sitio1

SONDEO N°	PROFUNDIDAD (m)	COTA (msnm)	MUESTRAS RECUPERADAS
P 1	6	1845.0	1 alterada
C-1	2	1847.0	1 alterada+ 1 inalte
C-2	2	1846.0	1 alterada
S-1	3	1850.3	-

4.1.1.1. Ensayos de laboratorio

Los trabajos de laboratorio se desarrollaron ejecutando ensayos de clasificación sobre las muestras más representativas. Estos ensayos fueron: granulometría, humedad natural, límite líquido y límite plástico. Sobre las muestras inalteradas se practicaron ensayos triaxiales.

Los porcentajes de humedad natural, valores de límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad, así como los porcentajes de arena y finos de los suelos investigados se presentan en los registros de perforación que se presentan en el Anexo A. En la siguiente tabla se muestra un resumen de los ensayos de caracterización sobre muestras extraídas de los sondeos.

Tabla 4.3: Resumen de ensayos Sitio1

SONDEO N°	Clasificación	Triaxial
C-1	1	1
C-2	1	

4.1.1.2. Características del subsuelo

En la zona del Sitio 1 aflora la roca. Superficialmente y entre grietas se distingue un material limo arenoso **(ML)**.

Los colores varían pero no bruscamente de café, habano a café rosado o café gris. Superficialmente el suelo se presenta suelto, pero luego de los 2.0 metros de profundidad se consolida con la presencia de la roca.

Ni en la perforación, ni en las calicatas se registra presencia de nivel freático. En el sondeo trabajado para detectar el nivel freático, no se detectó. En la tabla 4.4 se muestra los resultados del ensayo triaxial.

Tabla 4.4: Resumen ensayo Triaxial Sitio1

Sondeo N°	Ángulo de fricción (°)	Densidad Natural(Kg/m3)	Cohesión (kg/cm2)
Calicata C 1	27	1670	1.5

4.1.1.3. Recomendaciones para el diseño.

Las recomendaciones para el diseño de las cimentaciones se derivan del estudio de la estratigrafía del suelo, de los resultados obtenidos tanto en los ensayos de campo, como en los de Laboratorio y de las posibles cargas a ser transmitidas.

Para el Sitio 1, la recomendación se refiere al posible nivel de cimentación ubicado entre las cotas 1.840 a 1842 msnm.

Tipo de cimentación _____	Superficial
Cota de cimentación _____	1840 a 1842 msnm
Esfuerzo admisible q_a _____	2.45 Kg/cm ² .
Asentamiento máximo _____	2.5 cm.

La metodología de cálculo de los parámetros de diseño para el Sitio 1, se encuentra en el ANEXO A.

4.1.1.4. Nivel freático

En el sondeo realizado "S1" ubicado en el plano de ubicación (Ver Anexo A), no se encontró presencia de nivel freático.

4.1.2. SITIO 2

Se ejecutó una perforación de 4.0 metros de profundidad y cuatro calicatas de entre 1.2 a 2.5 metros de profundidad. Además se realizó un sondeo para registrar la presencia de nivel freático. La ubicación de las perforaciones, de las calicatas y del sondeo para nivel freático se muestra en el Anexo A.

La perforación se ejecutó con equipo especializado para este fin, mediante el procedimiento denominado en seco y no fue necesario usar camisas de revestimiento.

En la perforación se realizaron ensayos de penetración estándar (SPT), cada metro y se tomaron, mediante el tubo partido de 2.0 pulgadas, muestras de suelo para la clasificación manual - visual y ensayos de laboratorio. Las muestras fueron identificadas tomando en cuenta la perforación, la profundidad y el número de golpes.

En las calicatas se registró la estratigrafía del suelo y se tomaron muestras representativas para ensayos de laboratorio. Debido al tipo de material encontrado, no fue ni práctico ni posible tomar muestras indisturbadas para ensayos triaxiales. Ni en la perforación, calicatas y sondeo para nivel freático se registra presencia de nivel freático, hasta las profundidades investigadas.

Tabla 4.5: Sondeos de nivel freático Sitio 2

SONDEO (NF)	COTA INICIO	COTA N.F.
1	1668.0	No se detectó

Un resumen de los trabajos de las perforaciones, calicatas y sondeos para N.F. se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 4.6: Resumen de perforaciones Sitio 2

SONDEO	PROFUNDIDAD	COTA	MUESTRAS
N°	(m)	(msnm)	RECUPERADAS
P 1	4	1663.5	2 alteradas
C-1	2	1664.0	1 alterada
C-2	2	1662.5	1 alterada

Continúa---->

C-3	2	1665.5	1 alterada
C-4	2.5	1666.0	1 alterada
S-1	3	1668.0	-

4.1.2.1. Ensayos de laboratorio

Los trabajos de laboratorio se desarrollaron ejecutando ensayos de clasificación sobre las muestras más representativas. Estos ensayos fueron: granulometría, humedad natural, límite líquido y límite plástico. No fue necesario realizar ensayos triaxiales, toda vez que no se tomaron muestras indisturbadas.

Los porcentajes de humedad natural, valores de límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad, así como los porcentajes de arena y finos de los suelos investigados se presentan en los registros de perforación que se presentan en el Anexo A.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de los ensayos de caracterización sobre muestras extraídas de los sondeos.

Tabla 4.7: Resumen de ensayos Sitio 2

SONDEO N°	Clasificación Triaxial
P 1	2
C-1	1
C-2	1
C-3	1
C-4	1

4.1.2.2. Características del subsuelo

El sitio es rocoso y fragmentos de roca o grava están inmersos en una arena limosa no plástica **(SM)**, **(SP/SM)**, color plomo claro o casi blanquecino a color café. Superficialmente el suelo se presenta suelto, luego y hasta la profundidad investigada se torna compacto a muy compacto, por la presencia de material rocoso.

4.1.2.3. Recomendaciones para el diseño

Las recomendaciones para el diseño de las cimentaciones se derivan del estudio de la estratigrafía del suelo, de los resultados obtenidos tanto en los ensayos de campo, como en los de laboratorio y de las posibles cargas a ser transmitidas.

Para el Sitio 2, la recomendación se refiere a la cimentación de un muro de gaviones.

Tipo de cimentación _____	Superficial
Cota de cimentación _____	1660.5 a 1663 msnm
Esfuerzo admisible q_a _____	2.84 Kg/cm ² .
Asentamiento máximo _____	2.5 cm.

La metodología de cálculo de los parámetros de diseño para el Sitio 2, se encuentra en el ANEXO A.

4.1.3. SITIO 3

En el Sitio 3 se ejecutaron dos perforaciones de 8.0 metros de profundidad cada una y cuatro calicatas de 2.0 metros de profundidad. Además se ejecutaron dos sondeos para registrar la presencia de nivel

freático. La ubicación de las perforaciones, de las calicatas y de los sondeos para nivel freático se muestra en el Anexo A.

Las perforaciones se ejecutaron con equipo especializado para este fin, mediante el procedimiento denominado en seco y no fue necesario usar camisas de revestimiento.

En las perforaciones se realizaron ensayos de penetración estándar (SPT), cada metro y se tomaron, mediante el tubo partido de 2.0 pulgadas, muestras de suelo para la clasificación manual - visual y ensayos de laboratorio. Las muestras fueron identificadas tomando en cuenta la perforación, la profundidad y el número de golpes.

En las calicatas se registró la estratigrafía del suelo y se tomaron muestras representativas para ensayos de laboratorio. De la estructura del pavimento correspondiente a la capa de mejoramiento se tomaron dos muestras para ensayos de compactación.

Además, en la calicata N° 1 se tomó una muestra indisturbada en bloque, la muestra fue sellada para su envío a un laboratorio especializado.

En la perforación N° 1 se detecta el nivel freático a la profundidad de 2.68 metros, en las cinco calicatas no se detecta presencia de nivel freático. Sin embargo, en uno de los dos sondeos para nivel freático se lo detectó, de acuerdo al siguiente registro:

Tabla 4.8: Sondeos nivel freático Sitio 3

SONDEO (NF)	COTA INICIO (msnm)	COTA N.F. (msnm)
1	1158.7	No se detectó
2	1159.5	1158.6

Un resumen de los trabajos de las perforaciones, calicatas y sondeos para N.F. se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 4.9: Resumen de perforaciones Sitio 3

SONDEO	PROFUNDIDAD	COTA	MUESTRAS
N°	(m)	(msnm)	RECUPERADAS
P 1	8	1156.5	4 alteradas
P 2	8	1157.5	-----
C-1	2	1157.5	1 alterada+1 inal
C-2	2	1157.0	1 alterada
C-3	2	1152.0	1 alterada
C-4	2	1157.0	1 alterada.
S-1	3	1158.7	-
S-2	3	1159.5	-

4.1.3.1. Ensayos de laboratorio

Los trabajos de laboratorio se desarrollaron ejecutando ensayos de clasificación sobre las muestras más representativas. Estos ensayos fueron: granulometría, humedad natural, límite líquido y límite plástico. Sobre las muestras inalteradas se practicaron ensayos triaxiales y sobre las muestras de la capa de mejoramiento se realizaron ensayos de compactación.

Los porcentajes de humedad natural, valores de límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad, así como los porcentajes de arena y finos de los suelos investigados se presentan en los registros de perforación que se presentan en el Anexo A.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de los ensayos de caracterización, triaxiales y de compactación sobre muestras extraídas de los sondeos.

Tabla 4.10: Resumen de ensayos Sitio 3

SONDEO N°	Clasificación	Triaxial	Compactación
P 1	4		
P 2	--		
C-1	1	1	
C-2	1		
C-3	1		
C-4	1		
VIA			2

4.1.3.2. Características del subsuelo

En la zona del Sitio 3 y hasta las profundidades investigadas, se detecta un limo arenoso bastante plástico (**MH**), color blanquecino amarillento a habano y gris. Incluso la capa de relleno está formada por este tipo de material, que debe ser producto del corte. Hasta los 6 metros de profundidad el suelo se presenta suelto y luego se torna medianamente compacto a compacto.

En la tabla 4.11 se muestra el resumen del ensayo triaxial realizado en el sitio 3.

Tabla 4.11: Resumen de ensayo triaxial Sitio 3

Sondeo	Ángulo de fricción	Densidad Natural	Cohesión
N°	(°)	(Kg/m ³)	(kg/cm ²)
Calicata C 1	4	1700	0.700

4.1.3.3. Recomendaciones para el diseño

Para el Sitio 3, la recomendación se refiere al posible nivel de cimentación ubicado entre las cotas 1.151 a 1153 msnm.

Tipo de cimentación _____ Superficial
 Cota de cimentación _____ 1151 a 1153 msnm
 Esfuerzo admisible q_a _____ 0,64 Kg/cm².
 Asentamiento máximo _____ 2.5 cm.

Estos parámetros se cumplen siempre y cuando bajo el nivel de cimentación se realice un mejoramiento del suelo en un espesor de 2.0 metros. Para el mejoramiento del suelo se recomienda usar material granular con características de subbase clase 3, el mismo que debe ser colocado y compactado en capas de 20 cm de espesor esperando llegar a un valor de esfuerzo admisible (q_a) de 2,5 Kg/cm², cumpliendo con la norma (ASTM D-698) que deberá llegar a tener un 95 % de compactación del método Proctor Modificado. El ángulo de fricción adoptado para el diseño será el correspondiente al material de mejoramiento $\phi=35^\circ$, al igual que la densidad natural cuyo valor será 1660 Kg/m³ obtenida del ensayo de compactación. Este procedimiento permite salvar la capa de relleno suelto, registrada en la perforación P2.

La metodología de cálculo de los parámetros de diseño para el Sitio 3, se encuentra en el ANEXO A.

4.1.3.4. Nivel freático

Como se ve en el plano de ubicación, el nivel freático se registra en la perforación P1 y en uno de los sondeos para N.F por lo que se deberá tomar en cuenta esta información para el diseño.

En la tabla siguiente se muestra un resumen de los parámetros para el diseño de los tres sitios inestables.

Tabla 4.12. Parámetros de diseño para cada sitio

Descripción	Sitio 1		Sitio 2		Sitio 3	
Ubicación	Papallacta - Baeza Km 33.6		Cosanga - La Merced de Jondachi Km 19		La Merced de Jondachi - Archidona Km 5.2	
Coordenadas	E: 177221	N: 9948658	E: 189565	N: 9927127	E: 190016	N: 9917994
Altura (msnm)	1850		1668		1159	
Φ (°)	27		37		35	
Densidad Natural (Kg/m³)	1670		1730		1660	
Cohesión(Kg/c m²)	1,5		0		0	
Cimentación	Superficial		Superficial		Superficial	
Cota Cimentación (msnm)	1840 a 1842		1660.5 a 1663		1151 a 1153	
q adm(Kg/cm²)	2,45		2,84		2,5	
Asentamiento máximo (cm)	2,5		2,5		2,5	

5. CAPÍTULO V: ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVA DE DISEÑO

5.1. DISEÑO DE LAS OBRAS DE ESTABILIZACIÓN DEL SITIO 1

Las características de la vía construida en el sitio de análisis se describen en la tabla 5.1.

Tabla 5.1: Características de la vía en Sitio 1

Fuente: Propia

Descripción	Características
Tipo de vía	Clase III
Terreno	Ondulado
Ancho total de la vía	11.80 m.
Cunetas	0.65 m.
Ancho de calzada	10.50
Tipo de Calzada	Pavimento flexible de hormigón asfáltico
Espesor de la carpeta asfáltica	10 cm.
Subbase	30 cm.
Base	25 cm.

La situación actual del sitio 1 se muestra en la figura 5.1 donde se aprecia una sobresaturación del material de cobertura en la ladera, colapso de un muro de gaviones y pérdida de cunetas, lo que en conjunto significa un riesgo para los usuarios de la vía.



Figura 5.1: Situación actual Sitio 1

A continuación se presenta el diseño paso a paso del sitio 1, utilizando un muro con anclajes. El programa Snap tiene como página principal un interfaz de Windows, como se muestra en la figura 5.2.

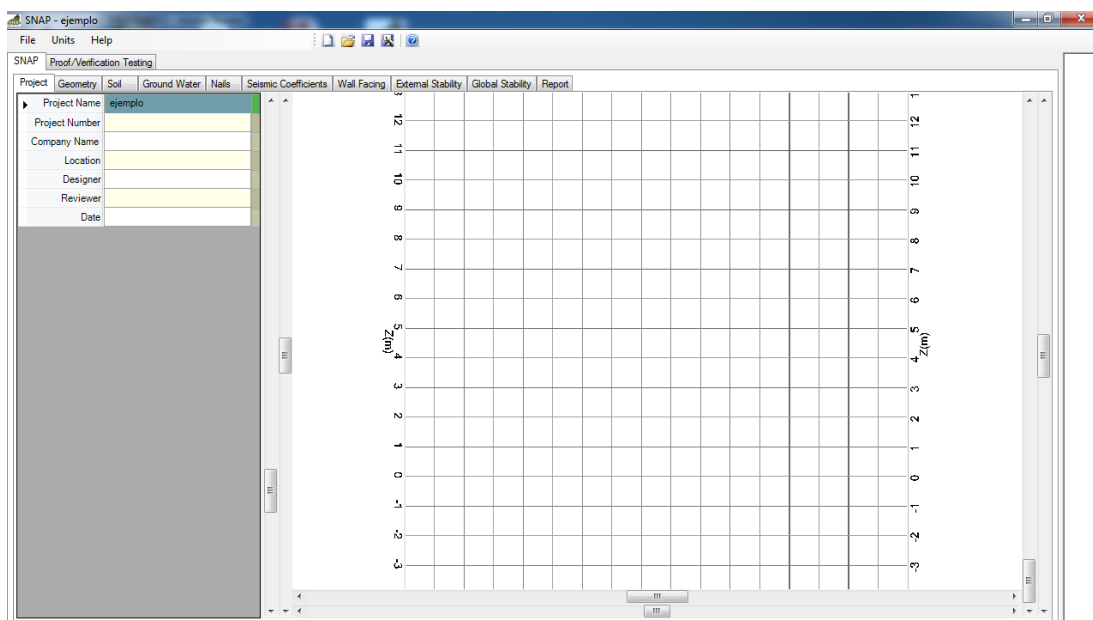


Figura 5.2: Interfaz de usuario programa Snap

Se crea un nuevo proyecto en la pestaña “Project” donde se ingresa el nombre del proyecto, nombre de la compañía, la localización, el diseñador, el revisor y la fecha. (Figura 5.3).

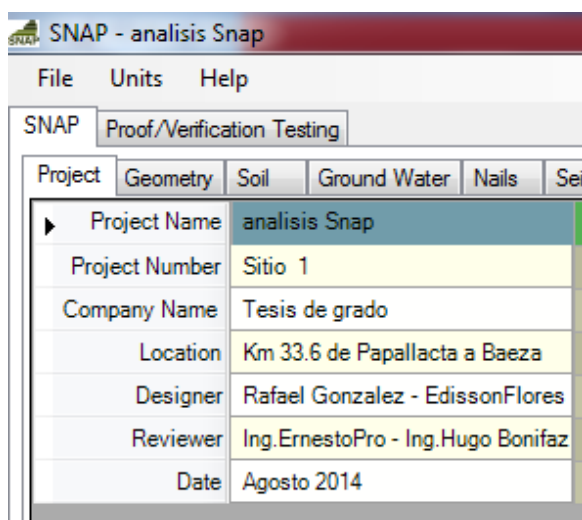


Figura 5.3: Nuevo proyecto Snap

En la pestaña “Units” se encuentran las unidades con las que trabaja el programa “Snap”, es decir “US”, para el sistema inglés y “SI” para el sistema internacional. Para el diseño se utilizará el Sistema Internacional (SI). (Figura 5.4).

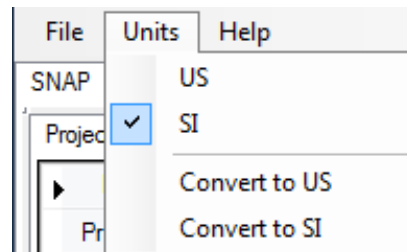


Figura 5.4: Unidades del programa Snap

Para iniciar el análisis se requiere el perfil natural del terreno que deberá obtenerse de la topografía realizada en campo. Usando el software CivilCAD se extrae el perfil del terreno. (Figura 5.5).

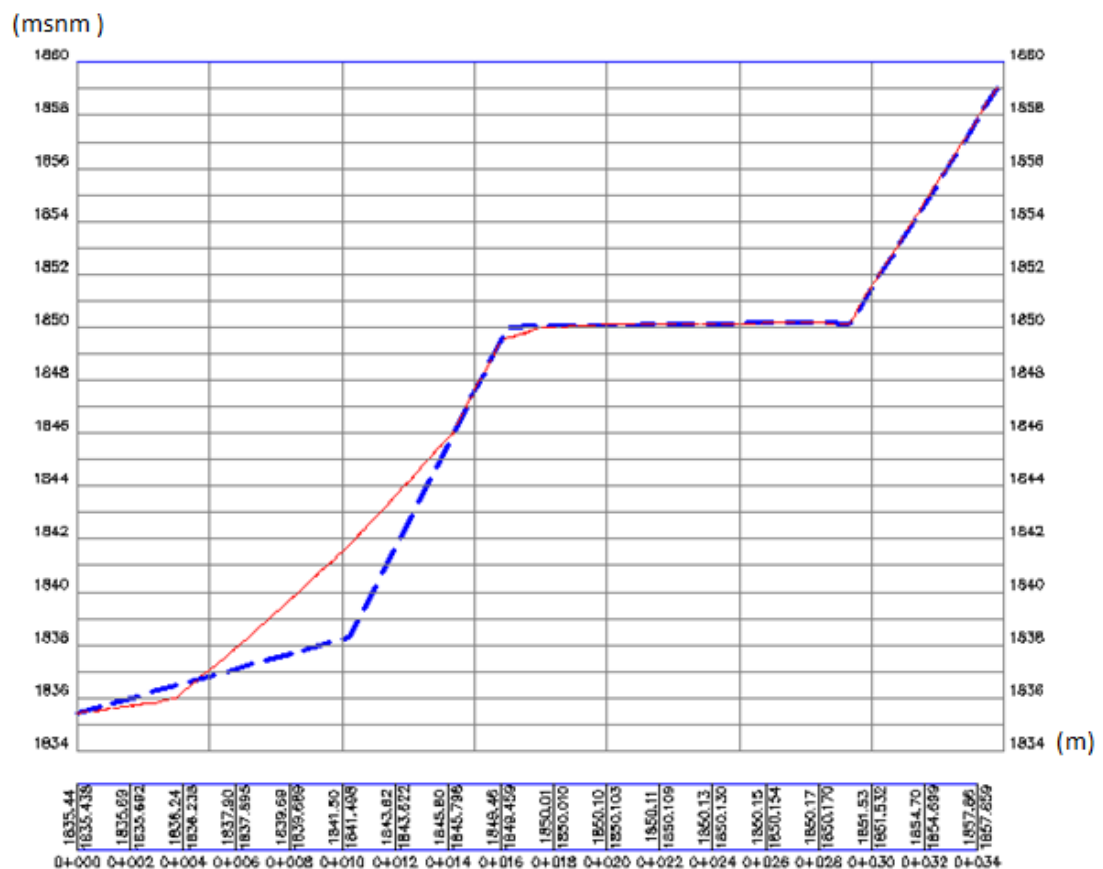
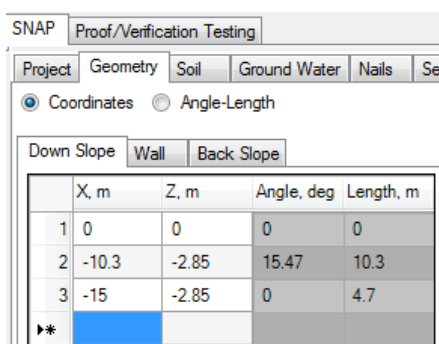


Figura 5.5: Perfil del terreno sitio 1

El perfil debe ser ingresado a “Snap” con las coordenadas respectivas, para proceder a la modelación. En la pestaña “Geometry” (Figura 5.6), existen dos formas de ingreso de la geometría del muro anclado, la primera es por coordenadas y la segunda por ángulo y longitud. En este caso se utilizará la primera forma, es decir por coordenadas.

Dentro de la geometría del muro existen tres zonas para su configuración que se detallan a continuación:

- Down Slope: El programa considera como origen de coordenadas el punto inferior del muro, para las coordenadas de esta zona se toman puntos a la izquierda del origen los cuales tendrán valores negativos en x, como se muestra en la figura 5.6.

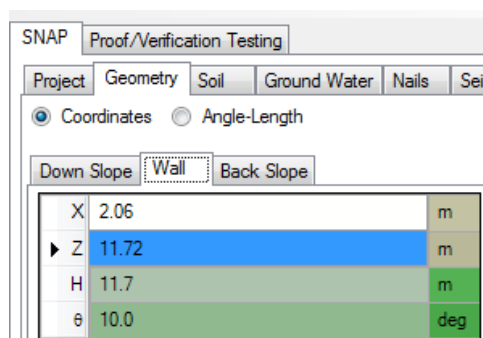


The screenshot shows the SNAP software interface with the 'Geometry' tab selected. Under 'Down Slope', the 'Coordinates' radio button is active. A table displays the following data:

	X, m	Z, m	Angle, deg	Length, m
1	0	0	0	0
2	-10.3	-2.85	15.47	10.3
3	-15	-2.85	0	4.7
►*				

Figura 5.6: Ingreso de la geometría del muro

- Wall: Define la altura e inclinación de la pantalla de hormigón que tendrá el muro. (Figura 5.7).



The screenshot shows the SNAP software interface with the 'Geometry' tab selected. Under 'Wall', the 'Coordinates' radio button is active. A table displays the following data:

X	2.06	m
► Z	11.72	m
H	11.7	m
θ	10.0	deg

Figura 5.7: Geometría de la pantalla de hormigón

- Back Slope: Esta es la zona del tardo del muro, en donde se incluirá la carga vehicular. (Figura 5.8).

	X, m	Z, m	Angle, de	Length, m	q_s , N/m
1	2.06	11.72	0	0	10885
2	17.73	11.9	0.66	15.67	10885
3	18.87	12	5.01	1.14	10885
4	24.44	20.9	57.96	5.57	
►*					

Figura 5.8: Ingreso de la sobrecarga vehicular

A continuación se detalla el cálculo de la sobre carga vehicular correspondiente al sitio 1, según La American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO 2004) de los Estados Unidos de América.

La sobrecarga se analizará para las cargas producidas por un camión estándar tipo H, el cual tiene 2 ejes (delantero y posterior), en la figura siguiente se indica la configuración de un camión tipo H. (Figura 5.9).

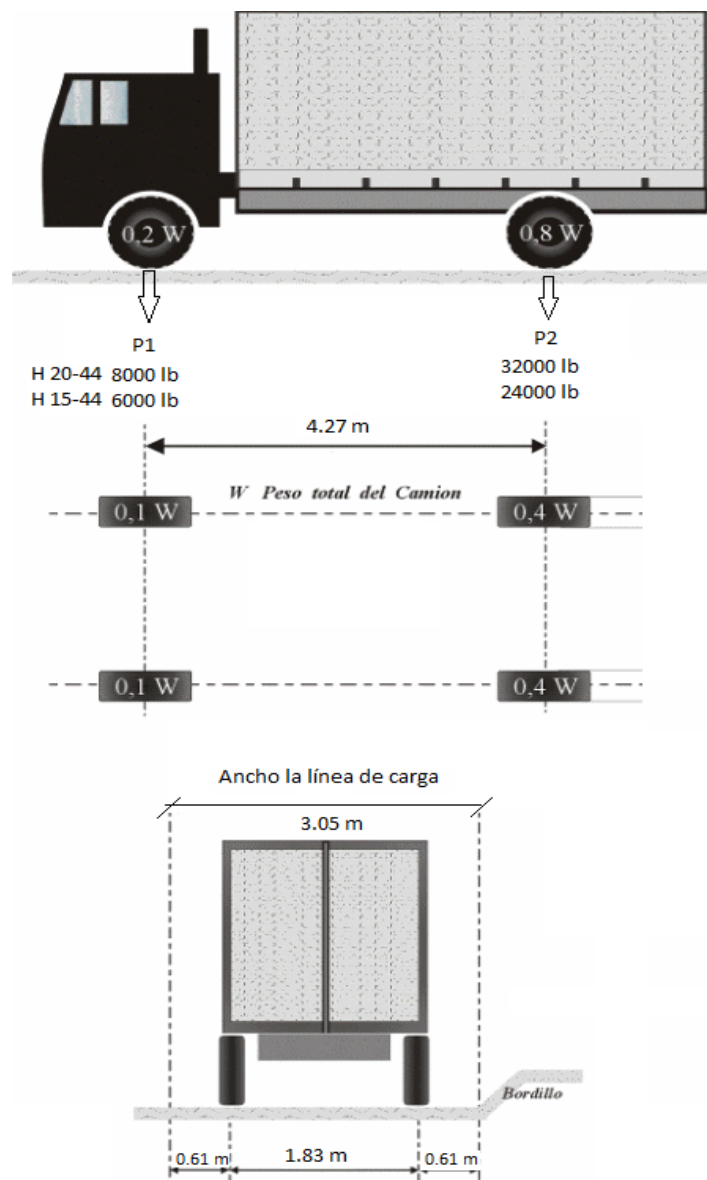


Figura 5.9: Configuración camión estándar

Fuente AASHTO 2004

En la figura 5.9 se muestra la carga en los ejes dos tipos de camiones tipo H, el 20-44 y 15-44, en este caso se tomará los valores de peso del camión H- 20-44.(Camión estándar).

- Peso total del camión = Peso eje delantero + Peso eje posterior
- Peso total del camión = $P1 + P2$
- Peso total del camión = $0,2 * W + 0,8 * W$

- Peso total del camión = 8000 lb + 32000 lb
- Peso total del camión = 40000 lb

El análisis de sobrecarga más crítico será en el eje más pesado del camión es de decir el que tiene el 80 % del peso. (Figura 5.10)

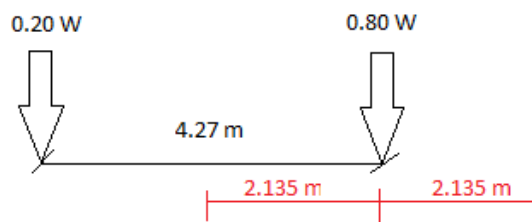


Figura 5.10: Análisis de fuerzas de la sobrecarga

Donde:

$W=40000$ lb

$0,80 W= 32000$ lb

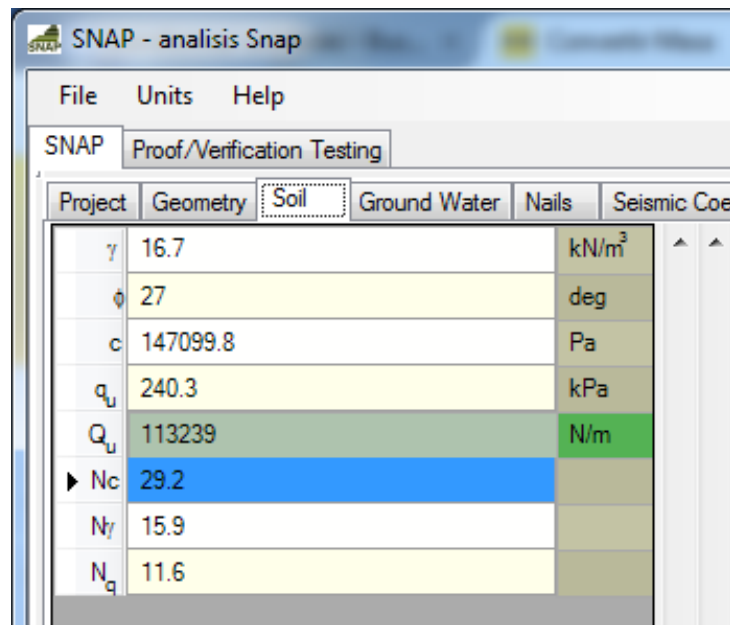
$$32000 \text{ lb} * \frac{1 \text{ kg}}{2.202 \text{ lb}} * \frac{1 \text{ T}}{1000 \text{ kg}} = 14,532 \text{ T}$$

$$\text{Sobrecarga} = \frac{14,532 \text{ T}}{(2,135 \text{ m} + 2,135 \text{ m}) * 3,05 \text{ m}}$$

$$\text{Sobrecarga} = 1,11 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

El valor de sobrecarga del camión calculado e ingresado al programa (Ver Figura 5.9).

En la pestaña “Soil”, se ingresan las propiedades del suelo a ser contenido. Los datos del suelo se muestran en la figura 5.11.



The screenshot shows the 'Soil' tab in the SNAP software. The table lists the following properties:

Property	Value	Unit
γ	16.7	kN/m ³
ϕ	27	deg
c	147099.8	Pa
q_u	240.3	kPa
Q_u	113239	N/m
N_c	29.2	
N_γ	15.9	
N_q	11.6	

Figura 5.11: Propiedades del suelo a ser contenido

Donde:

- γ = Peso específico del suelo
- Φ = Ángulo de fricción interna del suelo
- C = Cohesión
- q_u = Resistencia última del suelo
- Q_u = Última resistencia al arrancamiento por unidad de longitud del anclaje, calculado en base al diámetro del agujero ingresado en la pestaña Nails (ver Figura 5.13)
- $N_{c=}$ = Factor de capacidad de carga (Terzaghi)
- $N_{\gamma=}$ = Factor de capacidad de carga (Terzaghi)
- $N_{\gamma=}$ = Factor de capacidad de carga (Terzaghi)

Los factores N_c , N_q y N_γ se tomarán de la Tabla 5.2.

Tabla 5.2: Factores de capacidad de carga
Fuente: Fundamentos de Geotecnia, Braja M Das.

Φ	N_c	N_q	N_y
0	5,7	1	0
5	7,3	1,6	0,5
10	9,6	2,7	1,2
15	12,9	4,4	2,5
20	17,7	7,4	5
25	25,1	12,7	9,7
27	29,2	15,9	11,6
30	37,2	22,5	19,7
34	52,6	36,5	35
35	57,8	41,4	42,4
40	95,7	81,3	100,4

En la pestaña “Ground Water”, se ingresa el nivel freático (Figura 5.12), que de igual manera que la geometría del muro se modela con coordenadas. Para este caso en el sitio 1 de acuerdo con los estudios de suelo realizados no se encontró con presencia de nivel freático.

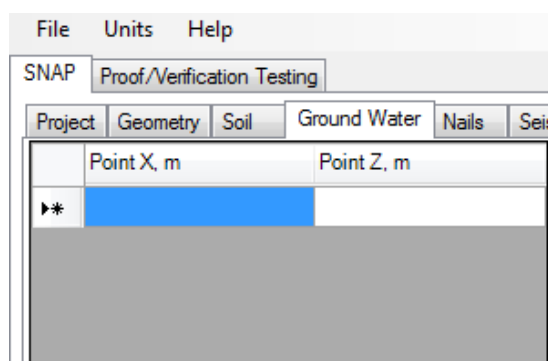


Figura 5.12: Pestaña para ingresar el nivel freático

En la pestaña “Nails”, se ingresa la geometría y la distribución de los anclajes a utilizarse. (Figura 5.13).

Property	Value	Unit
L	17	m
S_V	1.5	m
S_H	1.5	m
δ	10	deg
D	150	mm
Bar Area	490.874	mm ²
D_b	25	mm
Bar F_y	420000	kPa
F_v	252000	kPa
C_d	1	m
α_Q	0.67	
α_N	0.73	
α_F	0.67	

Figura 5.13: Geometría y distribución de anclajes

Donde:

- L= Longitud del anclaje
- S_V = Separación vertical entre anclajes
- S_H = Separación horizontal entre anclajes
- δ = Ángulo de inclinación respecto a la horizontal
- D= Diámetro del agujero de perforación
- Bar Área= Área de la sección transversal de la varilla de acero
- D_b = Diámetro de la sección transversal de la varilla de acero
- Bar F_y =Resistencia a la tracción de varilla de acero (4200 Kg/cm²)
- F_v = Resistencia al corte de la varilla de acero ($F_v=0,6 F_y$)
- C_d = Distancia desde el punto superior del muro al primer anclaje.
- α_Q = Factor de resistencia al arrancamiento del anclaje.
- α_N =Factor de resistencia a la tracción del tendón.
- α_F = Factor de resistencia en la cabeza del anclaje

Los factores $\alpha_Q, \alpha_N, \alpha_F$, se tomaron de las Tablas 5.2 y 5.3 según la FWHA 1988 (Administración Federal de Carreteras de Estados Unidos)

Tabla 5.3. Factores de Resistencia en la cabeza del anclaje

Fuente: FHWA 1988

Failure Mode	Nail Strenght Factor (Group 1)	Nail Head Strength Factor (Group IV)	Nail Head Strength Factor (Group VII)(Seismic)
Facing Flexure	0.67	$1.25(0.67)=0.83$	$1.33(0.67)=0.89$
Facing Punching Shear	0.67	$1.25(0.67)=0.83$	$1.33(0.67)=0.89$
Headed Stud Tensile Fracture			
ASTM A307 Bolt Material	0.50	$1.25(0.50)=0.63$	$1.33(0.50)=0.67$
ASTM A325 Bolt Material	0.59	$1.25(0.59)=0.74$	$1.33(0.59)=0.78$

Tabla 5.4: Factores de resistencia y de seguridad

Fuente: FHWA 1988

Element	Strength Factor (Group 1) α	Strength Factor (Group IV)	Strength Factor (Group VII) (Seismic)
Nail Head Strength	$\alpha F = \text{Table 5.13}$	see Table 5.13	see Table 5.13
Nail Tendon Tensile Strength	$\alpha N = 0.55$	$1.25(0.55)=0.69$	$1.33(0.55)=0.73$
Ground-Grout Pullout Resistance	$\alpha Q = 0.50$	$1.25(0.55)=0.63$	$1.33(0.50)=0.67$
Soil	$F = 1.35(1.50)$	$1.08(1.20)$	$1.01(1.13)$
Soil-Temporary Construction Condition	$F = 1.20(1.35)$	NA	NA

Los factores utilizados en este diseño son los siguientes: $\alpha_F = 0,67$; $\alpha_N = 0,73$; $\alpha_Q = 0,67$. Estos valores se tomaron considerando efectos sísmicos los cuales corresponden al grupo VII de las Tablas 5.3, 5.4 y también dependiendo del tipo de material del acero, para una fluencia $f_y=4200$ kg/cm² se utiliza la norma ASTM A307.

En la pestaña “Seismic Coefficients” se ingresan los factores de aceleración sísmica según la zona, el sitio 1 se encuentra en la zona 4 con una aceleración de la gravedad de 0.35g.

En la figura 5.14 se muestra el mapa del Ecuador de acuerdo a las zonas sísmicas utilizadas para el diseño.

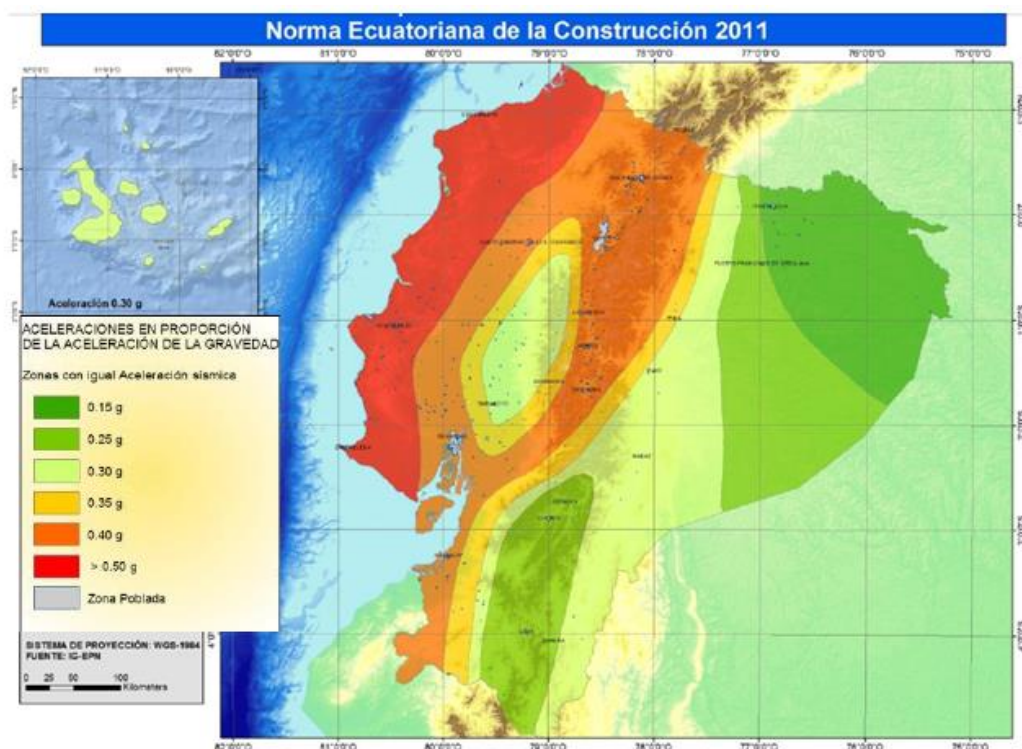


Figura 5.14: Mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2013

En la siguiente tabla se muestra el valor del factor de aceleración de la gravedad dependiendo la zona sísmica.

Tabla 5.5.Factor “Z” para zonas sísmicas

Fuente: NEC 2013

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Según la norma NEC 2013 en la sección 2.7.9.7 el cálculo para considerar un factor sísmico para muros es el siguiente:

$$V = \frac{\eta * Z * Fa * I * W}{R} \quad (5.1)$$

Donde:

- V= Fuerza lateral
- η = Relación de amplificación espectral

$$\eta = 2.6 \text{ Para Provincias del Oriente}$$

- Z= Coeficiente de aceleración de la gravedad
- Fa= Factor de sitio dependiendo el tipo de suelo
- I= Factor de Importancia
- W= Peso total de la estructura
- R= Factor de reducción de respuesta

Los valores para “I” y “Fa” y “R” se tomaron de las Tablas 5.6, 5.7, 5.8 y 5.9.

Tabla 5.6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Fuente: NEC 2013

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Para obtener el valor del factor “Fa” se debe conocer el tipo de suelo del sitio, en la Tabla 5.7 se encuentra la clasificación del suelo para el diseño sísmico.

Tabla 5.7. Clasificación de los perfiles de suelo

Fuente: NEC 2013

Tipo de perfil	V _s	N o N _{ch}	S _u
C	entre 360 y 760	mayor que 50	mayor que 100 kPa ($\approx 1 \text{ kgf/cm}_2$)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm ₂)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa ($\approx 0.5 \text{ kgf/cm}_2$)

El suelo considerado para el diseño sísmico en el sitio 1, es el tipo C, por tener una resistencia media al corte $S_u=2,45 \text{ Kg/cm}^2$ (Ver Capítulo 4, sección 4.1.1.3). El valor del factor de sitio “Fa” correspondiente a un perfil tipo C se detalla en la Tabla 5.8.

Tabla 5.8. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Fuente: NEC 2013

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, \dot{g})	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E		1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

En la Tabla 5.9 se tiene los valores del factor de reducción para estructuras diferentes a edificaciones.

Tabla 5.9. Factor de reducción de respuesta R

Fuente: NEC 2013

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3.5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

Por lo tanto utilizando la fórmula 5.1 se tiene:

- $n=2.6$
- $Z=0,35$
- $Fa=1.23$
- $I=1$
- $R=3$

$$V = \frac{2.6 * 0.35 * 1.23 * 1 * W}{3}$$

$$V = \frac{1,1193 W}{3}$$

$$V = 0,373 W$$

El valor del coeficiente de aceleración de la gravedad tendrá un valor de 0.373, el cual se ingresará al programa para el diseño (Ver figura 5.15).

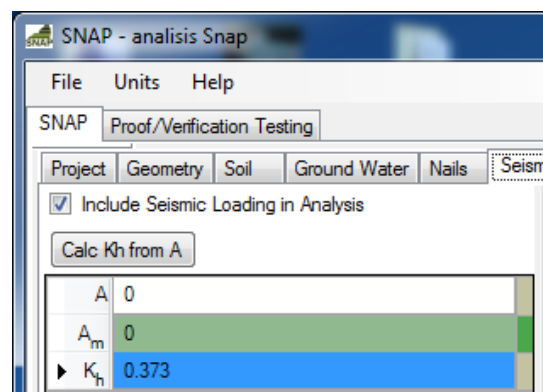


Figura 5.15: Ingreso del Coeficiente Sísmico

En la pestaña “Wall Facing”, en el submenú “Nail Head strength” se ingresan los parámetros para el diseño de la pantalla de hormigón armado que tendrá el muro. (Figura 5.16).

Project	Geometry	Soil	Ground Water	Nails	Seismic Coefficients
<input checked="" type="radio"/> Shotcrete <input type="radio"/> Cast in Place					
Nail Head Strength Shotcrete Design Checks					
<input checked="" type="radio"/> Square <input type="radio"/> Offset					
S_w	150		in		
A_{wire}	38.48		in ²		
A_{S_wwf}	262		in ² /ft		
$Mesh_F_y$	420000		psi		
H_Bar_No	0		#		
V_Bar_No	0		#		
$Waler_F_y$	420000		psi		
H_Bars	0				
V_Bars	0				
f_c	38000		psi		
h_c	200		in		
b_{pL}	200		in		
b_d	20		in		
L_{c_vb}	2		ft		
d_B	0		in		
C_{F_sc}	1				
C_{S_sc}	1				
T_{FN_F}	173062,107		lbf		
T_{FN_P}	583912,8		lbf		
T_{FN}	173062,1		lbf		
T_F	115951,61		lbf		

Figura 5.16: Datos para el diseño de la pantalla de hormigón

Donde:

- S_w = Separación de la malla de acero.
- A_{wire} = Área de la sección transversal de la malla de acero (Para el diseño se utilizará una varilla lisa de 7 mm de diámetro).
- A_{S_wwf} = Área por metro de la malla de acero.
- $Mesh_{fy}$ = Resistencia a la tracción de la malla de acero ($F_y=4200$ kg/cm²).
- H_Bar_No = Diámetro en milímetros de las varillas horizontales de refuerzo en el anclaje. (En el diseño no se utilizó).
- V_Bar_No = Diámetro en milímetros de las varillas verticales de refuerzo en el anclaje. (En el diseño no se utilizó).

- $Waler_{fy}$ = Resistencia a la tracción de las varillas de refuerzo en el anclaje.
- H_{Bars} = Número de varillas horizontales de refuerzo en el anclaje.
- V_{Bars} = Número de varillas verticales de refuerzo en el anclaje.
- f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón de la pantalla ($f'_c = 380 \text{ kg/cm}^2$).
- hc = Espesor de la pantalla de hormigón.
- b_{PL} = Dimensión de la placa cuadrada de acero del anclaje.
- b_d = Espesor de la placa de acero del anclaje.
- L_{c_vb} = Longitud de las varillas de refuerzo verticales en el anclaje.
- d_B = Diámetro de la varilla vertical de refuerzo del anclaje.
- $C_{F_{sc}}$ = Factor de presión en la pantalla a la flexión.
- $C_{S_{sc}}$ = Factor de presión en la pantalla al corte.

Para este caso se utilizó un espesor de pantalla de 200 mm con sus respectivos factores para presiones permanentes obtenidos en la Tabla 5.10.

Tabla 5.10. Valores de factores recomendados para el diseño de la pantalla de hormigón.

Fuente: FWHA 1988

Nominal Facing Thickness (mm)	Temporary Facings		Permanent Facings	
	Flexure	Shear	Flexure	Shear
	Pressure	Pressure	Pressure	Pressure
	Factor, CF	Factor, CS	Factor, CF	Factor, CS
100	2	2.5	1	1
150	1.5	2	1	1
200	1	1	1	1

De la tabla 5.9 se obtienen los factores $C_{F_{sc}}$ y $C_{S_{sc}}$.

$$C_{F_{sc}} = 1$$

$$C_{S_{sc}} = 1$$

Dentro de la pestaña “Wall Facing” se encuentra dos opciones para el diseño:

- Shotcrete: Se utilizará hormigón lanzado premezclado en fábrica.
- Cast in place: Se utilizará hormigón mezclado en obra.

Para éste caso se escogió la opción “Shotcrete”. A continuación se muestran los resultados obtenidos por el programa en la pestaña “Wall Facing”. (Figura 5.17)

T_{FN_F}	173062.107	N
T_{FN_P}	583912.8	N
T_{FN}	173062.1	N
T_F	115951.61	N

Figura 5.17: Resultados de las fuerzas del diseño de la pantalla de hormigón

Donde:

- T_{FN_F} = Fuerza nominal a la flexión en la cabeza del anclaje.
- T_{FN_P} = Fuerza nominal al punzonamiento en la cabeza del anclaje.
- T_{FN} = Fuerza nominal en la cabeza del anclaje (Menor valor entre T_{FN_F} y T_{FN_P}).
- T_F = Fuerza admisible en la cabeza del anclaje.

En la pestaña “Wall Facing”, en el submenú “Shotcrete Desing Checks”, se chequean los valores del diseño de la pantalla de hormigón. (Figura 5.18).

Shotcrete Design Checks		
F_F	0.5	
T_F	115951.61	N
t_F	88818.509	N
v	3203.3	N/m
V	68589.2	N/m
m_S	1073.3	N-m/m
M	7247.0	N-m/m
L_{VB}	0.2	m
L_S	12.0	mm
MaxDevLenMesh	200.8	mm

Figura 5.18: Resultados del diseño de la pantalla de hormigón

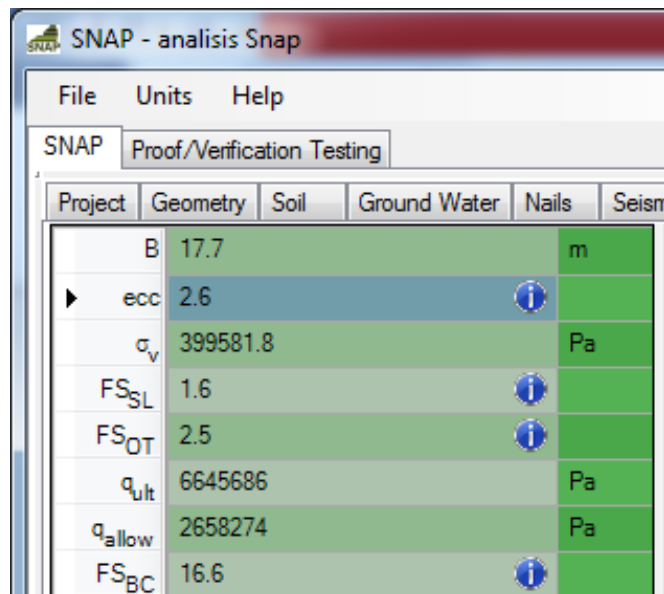
Dónde:

F_F = Factor de carga de servicio en la cabeza del anclaje.

La FWHa considera un valor de FF igual a 0.5 para el diseño a menos que se tenga información específica de diseños de muros en sitios con suelos de similares características.

- T_F = Fuerza admisible en la cabeza del anclaje.
- t_F = Carga de servicio estimada en la cabeza del anclaje.
- v = Fuerza de servicio al corte calculada.
- V = Fuerza a la corte permitida.
- m_S = Momento de servicio calculado.
- M = Momento permitido.
- L_{VB} = Mínima longitud vertical que deben tener las varillas de soporte en el anclaje.
- L_S = Mínimo traslape entre las varillas horizontales en la pantalla de hormigón
- $MaxDevLenMesh$ = Mínimo traslape entre mallas electrosoldadas en la pantalla de hormigón.

En la pestaña “External Stability”, se muestran los resultados de la estabilidad externa del muro anclado. (Figura 5.19)



SNAP - analisis Snap		
File Units Help		
SNAP Proof/Verification Testing		
Project	Geometry	Soil Ground Water Nails Seism
B	17.7	m
ecc	2.6	
σ_v	399581.8	Pa
FS_{SL}	1.6	
FS_{OT}	2.5	
q_{ult}	6645686	Pa
q_{allow}	2658274	Pa
FS_{BC}	16.6	

Figura 5.19: Resultados del análisis de la estabilidad externa

Donde:

- B = Ancho efectivo del muro en la base.
- ecc = Chequeo de excentricidad al volcamiento ($ecc < B/6$).
- σ_v = Esfuerzo efectivo vertical en la base del muro.
- FS_{SL} = Factor de seguridad al deslizamiento.
- FS_{OT} = Factor de seguridad al volcamiento.
- q_{ult} = Capacidad portante del suelo.
- q_{allow} = Capacidad portante admisible ($q_{allow} = q_{ult}/FS$; $FS = 2.5$).
- FS_{BC} = Factor de seguridad con respecto a la capacidad portante ($q_{ult}/\sigma_v \geq 1.875$).

En la pestaña “Global Stability”, en el submenú “Failure Circles” se muestran los resultados de la estabilidad global del muro anclado, con sus factores de seguridad para cada círculo de falla. (Figura 5.20).

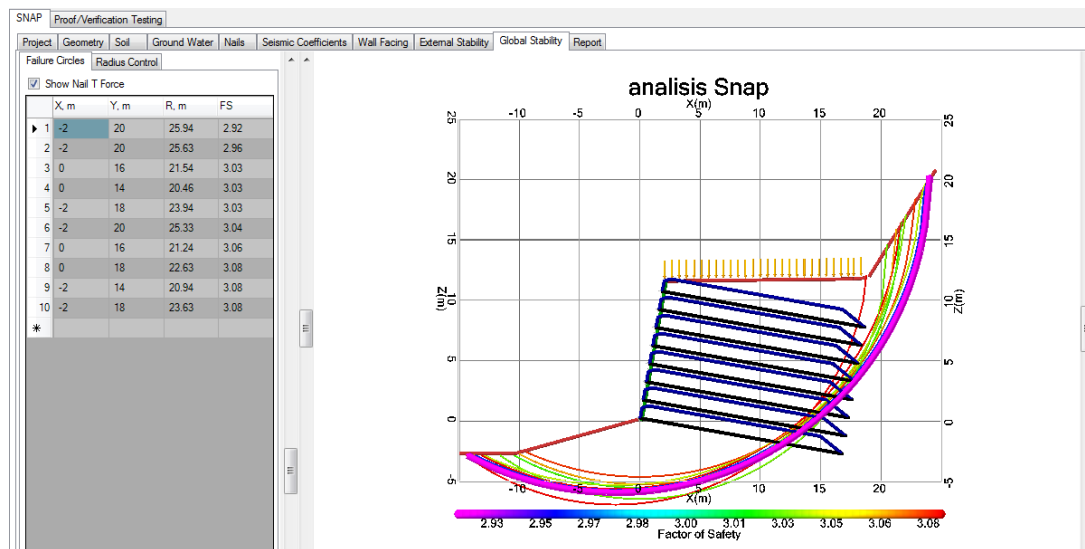


Figura 5.20: Resultados del análisis de la estabilidad global

En el sub-menú “Radios Control”, se tienen los rangos de distancias de los círculos de falla, los cuales pueden ser calculados automáticamente por el programa o a su vez ingresar manualmente los valores iniciales y finales desactivando la casilla “Auto Calc Ranks”. (Figura 5.21)

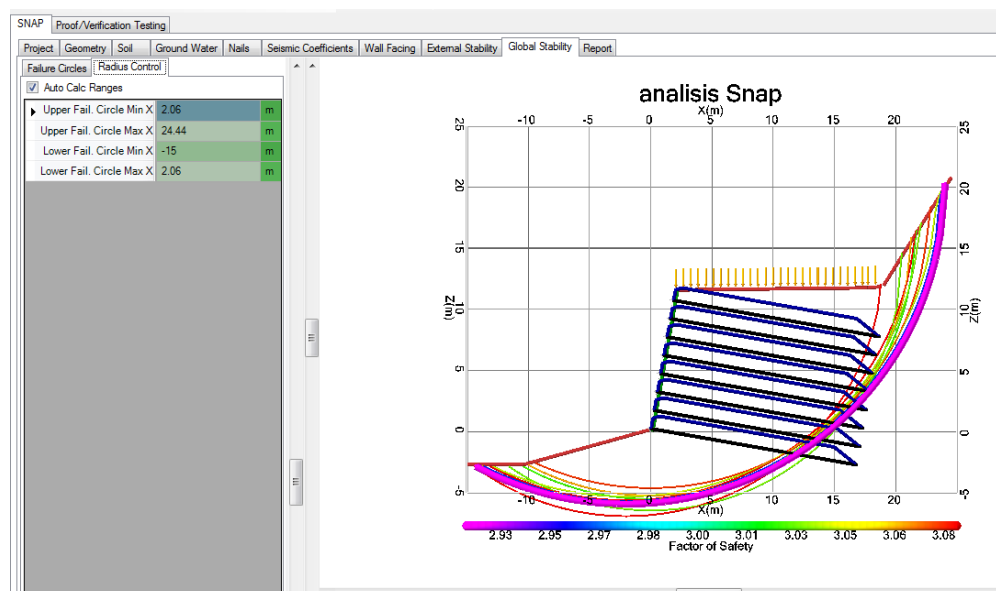


Figura 5.21: Rangos de distancia de los círculos de falla

Los resultados obtenidos se comparan con los factores de seguridad que se tienen en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2013. (Ver Tabla 5.11). A continuación se muestra los resultados obtenidos en el diseño:

- Factor de seguridad al deslizamiento: 1.60 (Ver Figura 5.19)
- Factor de seguridad al vuelco: 2.50 (Ver Figura 5.19)
- Factor de seguridad para la estabilidad global: 2.92 (Ver Figura 5.20)

Tabla 5.11. Factores de seguridad

Fuente: NEC 2013

CONDICIÓN	Construcción	Estático	Sismo	Pseudo Estático
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: El que resulte más crítico de:				
Momento Resistente/Momento Actante	≥ 3	≥ 3	Diseño	≥ 2
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	$\leq 1/6$	$\leq 1/6$	Diseño	$\leq 1/4$
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de larga duración (>6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de corta duración	1.20	1.30	50 % de Diseño	1.00
Capacidad Portante				1.50
CM(C.Muerta)+CV(C.Viva)+S (Sismo)				

En la Tabla 5.11 se muestra los factores de seguridad para cada tipo de diseño, para el caso estudiado se usaran los coeficientes de la columna “Pseudo Estático” por lo que se adoptó un coeficiente sísmico para el diseño. Con esto finaliza el diseño del muro de tierra armada donde se puede apreciar que todos los factores de seguridad están dentro de la Norma Ecuatoriana 2013 por lo que es un diseño que garantiza la estabilidad en este sitio.

Además se realizó un diseño manual (Ver Anexo B) del sitio inestable uno, para comparar los resultados obtenidos con el programa SNAP, en tabla 5.12 se muestra la comparación de los valores.

Tabla 5.12 Tabla comparativa de resultados Sitio 1

TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS		
PARÁMETRO	DISEÑO MANUAL	SOFTWARE
	MONONOBE-OKABE	SNAP
FSD	1,34	1,6
FSV	2,45	2,5
e(m)	2,4	2,6
TFP(KN)	511,26	583,9
TFF(KN)	173,06	173,06
TF(KN)	115,95	115,9

5.2. DISEÑO DE LAS OBRAS DE ESTABILIZACIÓN DEL SITIO 2

Las características de la vía construida en el sitio 2 de análisis se describen en la tabla 5.13.

Tabla 5.13. Características de la vía en sitio 2

Fuente: Propia

Descripción	Características
Tipo de vía	Clase III
Terreno	Ondulado
Ancho total de la vía	11.60 m.
Espaldones	0.55 m.
Cunetas de concreto $f'c = 140$ Kg/cm ² , en ambos lados de la vía	0.90 m.
Ancho de calzada	8.70
Calzada	Losa $e=20$ cm, hormigón estructural de cemento portland $f'c=350$ kg/cm ² , módulo de rotura 4.5 Mpa.
Espesor de la calzada	20 cm.
Subbase	30 cm.
Base	25 cm.

La situación actual del sitio se muestra en la figura 5.22, donde se aprecia el colapso de espaldones, cunetas y pérdida de una parte de la calzada también se aprecia que existe erosión del suelo bajo las losas de hormigón que conforman la estructura del pavimento rígido de la vía. En este sitio se ha optado por diseñar un muro de gaviones en toda la longitud afectada utilizando el software Gawacwin 1.0 de la compañía Maccaferri.



Figura 5.22: Situación actual Sitio 2

El programa Gawacwin 1.0 es un sistema de análisis de muros de contención de gaviones sujetos a las solicitaciones del usuario. A continuación se explica la utilización del programa para el diseño en el sitio inestable 2.

El programa tiene un interfaz de usuario como se muestra en la siguiente figura.(Figura 5.23)

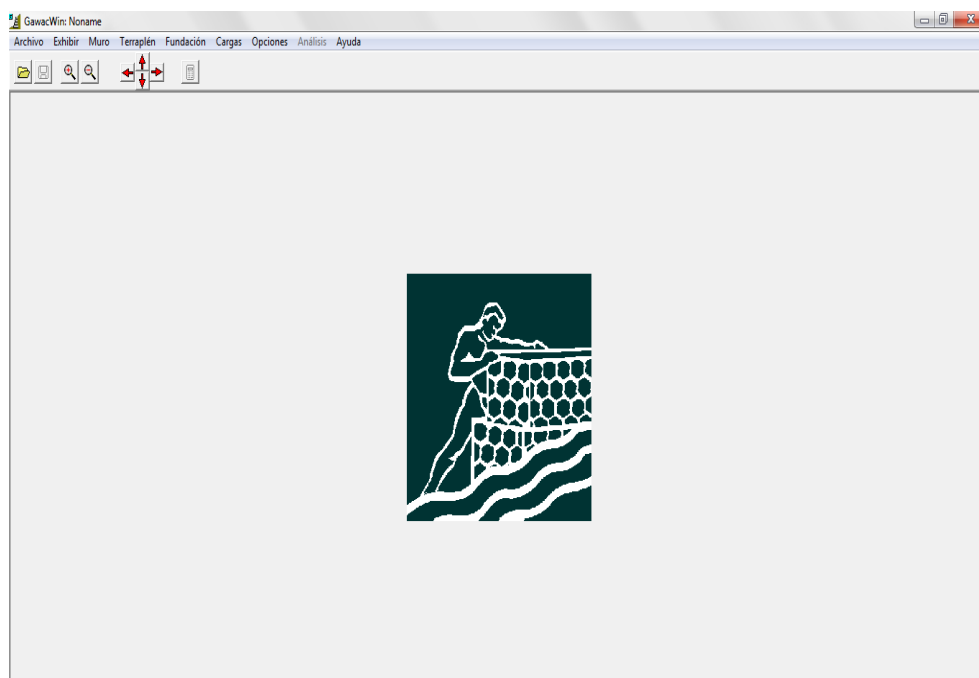


Figura 5.23: Interfaz de usuario Gawacwin 1.0

Para comenzar el diseño se inicia el programa en la pestaña “Opciones” se escoge las unidades y el idioma.(Figura 5.24).

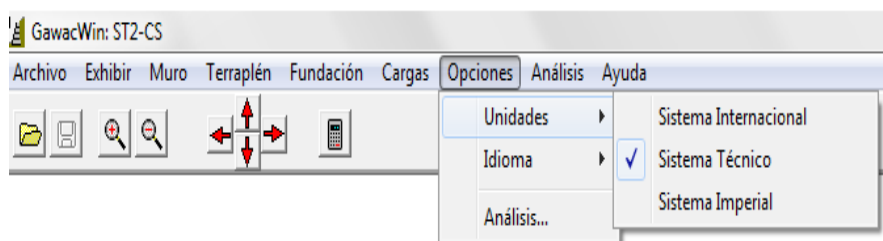


Figura 5.24: Unidades del programa Gawacwin 1.0

En la opción “Unidades” el programa maneja tres sistemas de medición, los cuales se detallan en la tabla siguiente, con sus respectivas unidades de medida.

Tabla 5.14. Unidades de medición del programa Gawacwin 1.0

Fuente: Gawacwin 1.0

Descripción	Sistema		
	Internacional	Técnico	Imperial
Unidad de Medida	m	m	pie
Unidad de Fuerza	kN/m	Ton/m	lb/pie
Unidad de Tensión	kPa	Ton/m ²	lb/pie ²
Unidad de Peso Específico	kN/m ³	Ton/m ³	lb/pie ³

En la opción “Idiomas”, el usuario escoge el idioma para la utilización del programa. (Figura 5.25)

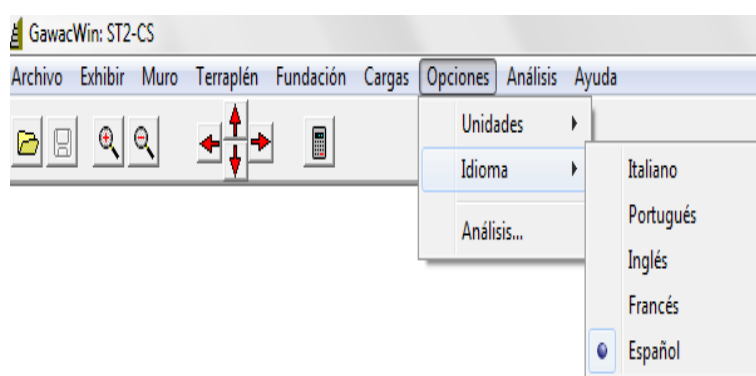


Figura 5.25: Idioma del programa Gawacwin 1.0

Para iniciar el análisis se requiere el perfil natural del terreno, el cual deberá obtenerse de la topografía realizada en campo. (Ver Figura 5.26)

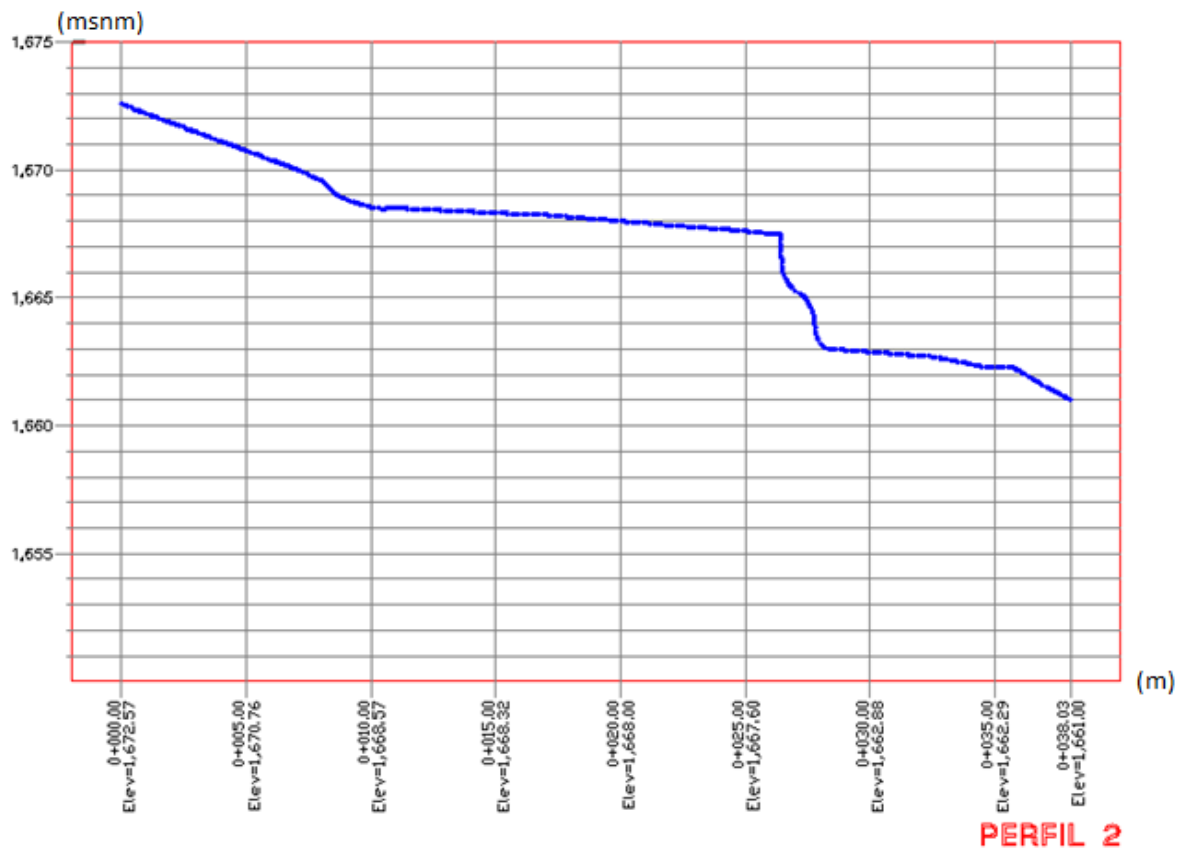


Figura 5.26: Perfil transversal en el sitio 2

Usando el software AutoCAD se extrae el perfil del terreno transversal a la vía en el sitio inestable. (Ver Figura 5.26).

El programa Gawacwin no permite ingresar los puntos reales del perfil transversal, por lo que se deben ingresar distancias y ángulos para dar la forma aproximada del perfil del natural del terreno.

Se procede a abrir un nuevo proyecto con la opción “Archivo” y se lo grabará con el nombre respectivo. (Figuras 5.27 y 5.28)

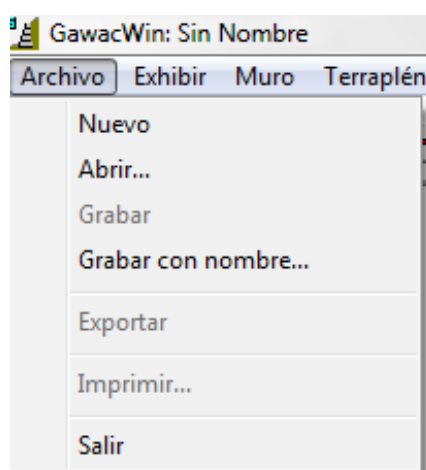


Figura 5.27: Nuevo proyecto Gawacwin 1.0

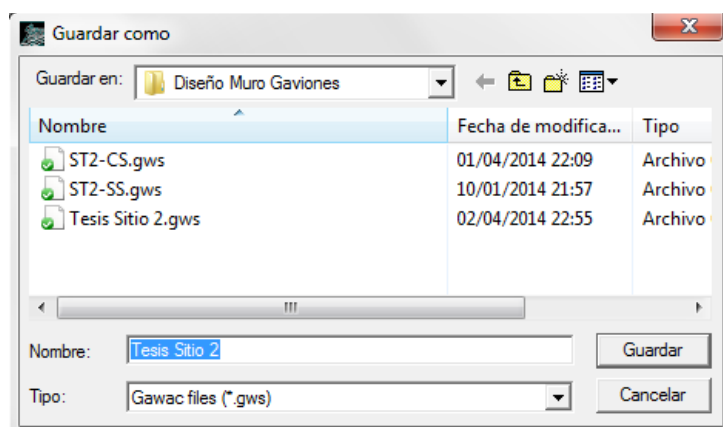


Figura 5.28: Nombre del proyecto Gawacwin 1.0

En el botón “Exhibir”, se tiene las opciones de zoom in=acercar, zoom out=alejar; dirigirse hacia la izquierda, derecha, arriba y abajo; también establecer el zoom al 50 %, 100 %, 150 %, 200 % y toda la pantalla. (Figura 5.29).

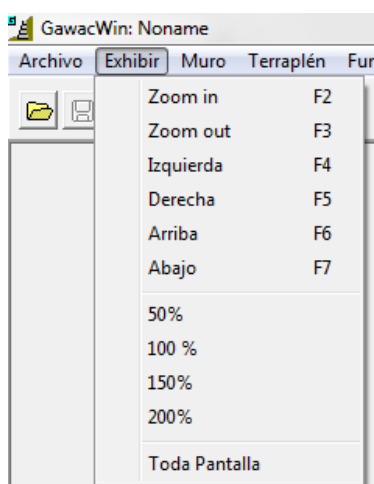


Figura 5.29: Boton exhibir Gawacwin 1.0

En la pestaña “Muro” (Figura 5.30), se encuentran las siguientes opciones:

- Datos generales
- Adicionar camada
- Editar camada
- Retirar camada

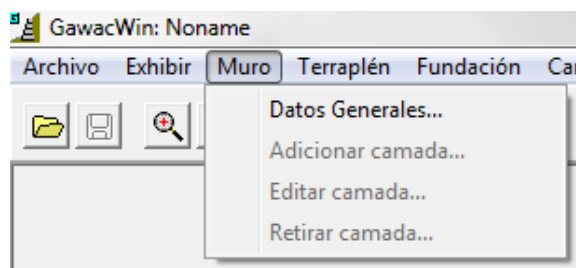


Figura 5.30: Botón Muro Gawacwin 1.0

En el sub-menú “Datos Generales” es donde se ingresará los datos del muro a diseñarse. (Figura 5.31).

Figura 5.31: Datos generales Gawacwin 1.0

En la figura 5.31 se ingresó los datos de la inclinación del muro con respecto a la horizontal del terreno, la cual tiene un valor de 0 grados.

Según el MOP-001F-2002 en el capítulo 8, sección 819-3.02, el valor mínimo del peso específico de la piedra utilizada en gaviones es de 2.5 gr/cm³, equivalente a 2,5 T/m³, para el diseño de éste muro se tomó un valor de 2,5 T/m³.

Se considerará un porcentaje vacíos entre las piedras del 20%. En este caso no se utilizarán las opciones de colocar geotextil en el terraplén o en la base del muro.

En el sub-menú Camadas se ingresa los valores del largo, ancho y desplazamiento (desfase entre camada de gaviones), para dar configuración geométrica de los gaviones que tendrá el muro en el sitio inestable 2. (Figura 5.32).

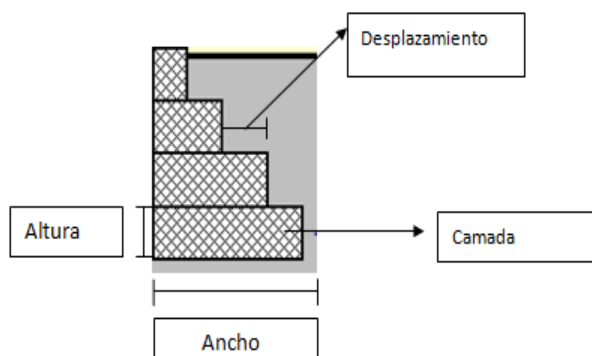


Figura 5.32: Parámetros de camada de gaviones

Fuente: Propia

La cota de cimentación seleccionada es 1662.5 msnm y del perfil del terreno se obtiene la altura del muro de 5,50 m. La configuración geométrica de cada camada de gaviones se detalla en la figura 5.33.

Datos sobre el muro

General Camadas

Camada	Ancho (m)	Altura (m)	Desplaz. (m)
1	5,50	1,00	
2	4,50	1,00	1,00
3	3,50	1,00	2,00
4	2,50	1,00	3,00
5	1,50	1,00	4,00
6	1,00	0,50	4,50

OK Cancelar Ayuda

Figura 5.33. Configuración de camadas Gawacwin 1.0

Como observación se tiene que la camada número uno es la que se encuentra siempre en la base del muro, las camadas siguientes son numeradas progresivamente de abajo hacia arriba.

El programa utiliza en el diseño gaviones tipo caja. El gavión tipo caja es un elemento con forma de prisma rectangular, constituido por mallas de alambre galvanizado de doble torsión que evita la corrosión y subdivididos internamente en células mediante la inserción de diafragmas como se muestra en la figura 5.34.

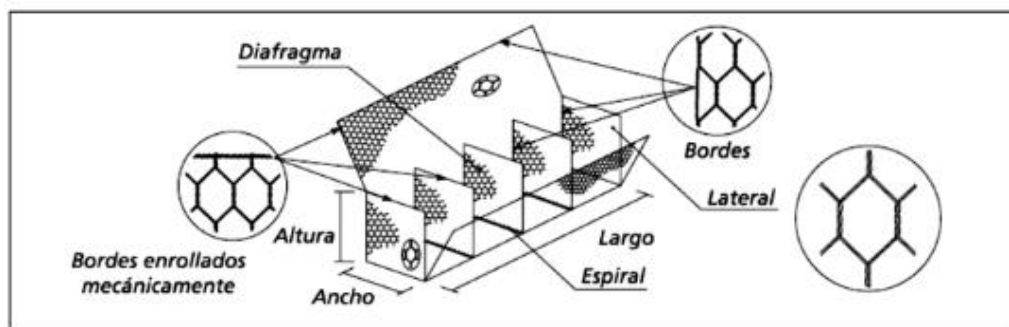


Figura 5.34: Detalle de un gavión tipo caja

Fuente: Gawacwin 1.0

El revestimiento del alambre galvanizado se lo realiza con una aleación de zinc y 5 % de aluminio, el alambre debe tener una masa mínima de 240 g/m². En la Tabla 5.15 se muestran los diámetros nominales y el recubrimiento de masa mínima que debe tener el alambre galvanizado utilizado para los gaviones.

Tabla 5.15. Diámetros nominales y recubrimiento en alambres

Fuente: Norma INEN 1 626

Diámetro nominal del alambre galvanizado	Recubrimiento masa mínima
(mm)	g/m ²
2.0	240
2.2	240
2.4	260
2.7	260
3.0	275
3.4	275

En el gavión debe ser colocado material pétreo con diámetro medio no menor a la abertura de la malla. Las mallas de forma hexagonal deben ser de las siguientes dimensiones: $a \times b$ (ancho = a , por largo = b), libres entre alambres, 50 x 70 u 80 x 100. (Figura 5.35)

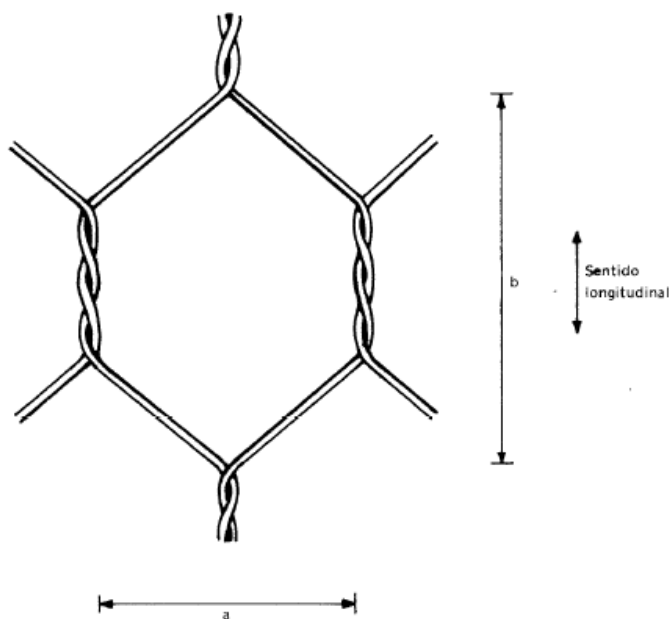


Figura 5.35: Dimensiones de la malla de alambre hexagonal

Fuente: Norma INEN 1 626

Las dimensiones de los gaviones tipo caja son estandarizadas y se presentan en la Tabla 5.16.

Tabla 5.16: Gaviones tipo caja con diafragma

Fuente: Gawacwin 1.0

GAVIONES TIPO CAJA CON DIAFRAGMA				
LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)	VOLUMEN (m ³)	Diafragmas (cant)
1,50	1,00	0,50	0,75	-
1,50	1,00	1,00	1,50	-

Continúa---->

2,00	1,00	0,50	1,00	1
2,00	1,00	1,00	2,00	1
3,00	1,00	0,50	1,50	2
3,00	1,00	1,00	3,00	2
4,00	1,00	0,50	2,00	3
4,00	1,00	1,00	4,00	3
5,00	1,50	0,50	3,75	4
5,00	1,50	1,00	7,50	4

Debido a los estándares comerciales de fabricación el largo de las camadas se deberá ingresar al programa en múltiplos de 0,50 m.

En la opción Datos Generales, se encuentran las opciones “Adicionar Camada”, “Editar Camada”, y “Retirar Camada” con las cuales y una vez obtenida la configuración del muro se puede adicionar, editar y retirar una camada al muro. (Figuras: 5.36, 5.37 y 5.38).

Figura 5.36: Adicionar camada Gawacwin 1.0

Figura 5.37: Modificar camada Gawacwin 1.0

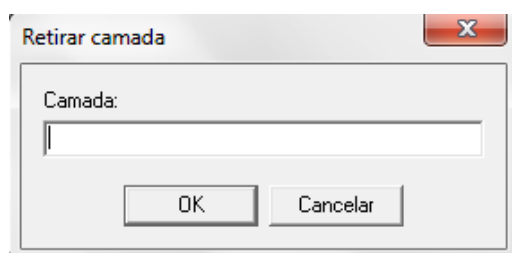


Figura 5.38: Retirar camada Gawacwin 1.0

Para editar una camada se ingresa el número de la misma y posteriormente se coloca los valores de ancho, altura y desplazamiento.

Para retirar una camada, sólo se ingresa el número de camada y luego el seleccionamos el botón “OK”

En el botón “Terraplén” (Figura 5.39) se tienen las opciones de “Superficie superior”, “Adicionar camada”, “Retirar camada”, “Modificar camada”, “Superficie freática”.

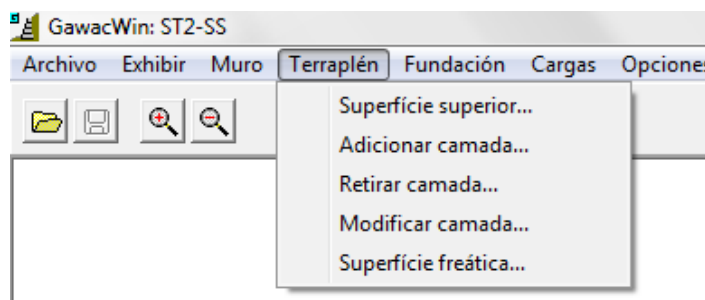


Figura 5.39: Botón “Terraplén” Gawacwin 1.0

Las opciones del submenú Terraplén son utilizadas para proveer los datos sobre suelo contenido en el muro, es decir la geometría, las características físicas, resistencia, y además adicionar al cálculo una superficie freática en el interior del macizo del suelo contenido.

En la opción “Superficie Superior”, se ingresa los datos del terraplén en lo que respecta a la longitud e inclinación en grados del primer y segundo trecho. (Figura 5.40)

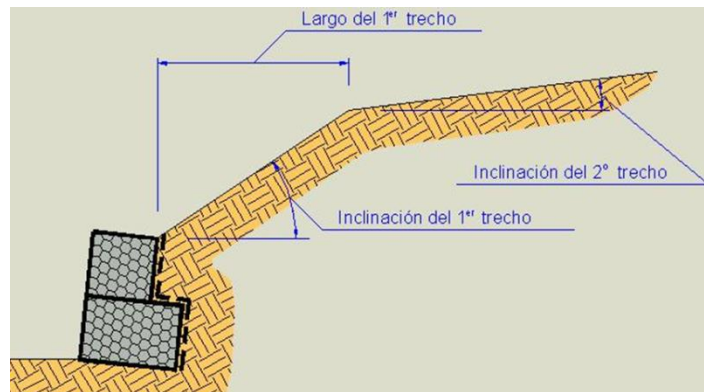


Figura 5.40: Superficie superior del terraplén

Fuente: Gawacwin 1.0

Los datos que se ingresó en esta opción según el perfil transversal del terreno en el sitio 2 son los siguientes:

- Inclinación del primer trecho = 4°
- Largo del primer trecho= 16,42 m
- Inclinación del segundo trecho = $22,00^{\circ}$

En la opción “Propiedades del suelo” se ingresan los valores del peso específico, el ángulo de fricción y la cohesión del terraplén.

A partir del estudio de suelos descrito en el capítulo 4 los valores de los parámetros del suelo del terraplén son:

- Peso específico del suelo= 1,73 T/m³
- Ángulo de fricción interna del suelo = 37°
- Cohesión= 0 T/m²

En la figura 5.41 se muestra los valores ingresados en el programa.

Datos sobre el terraplén	
Superficie superior	
Inclin. primer trecho (grados):	4.00
Largo del primer trecho (m):	16.42
Inclin. segundo trecho (grados):	22.00
Propiedades del suelo	
Peso específico (tf/m³):	1.73
Ángulo de fricción (grados):	37.00
Cohesión (tf/m²):	0.00
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancelar"/> <input type="button" value="Ayuda"/>	

Figura 5.41: Datos del terraplén Gawacwin 1.0

En la opción “Adicionar Camada” en el botón “Terraplén”, se ingresa los datos de la geometría y propiedades del suelo (peso específico, ángulo de fricción, cohesión), de la camada adicional que podemos establecer en el terraplén de la superficie superior.

En la geometría de la camada adicional ingresamos la altura inicial y la inclinación en grados de la misma. La opción “Altura Inicial” indica la altura de la intersección de la superficie superior de la camada con el muro, la cual es tomada en relación al ángulo inferior izquierdo de la base del muro. Si se ingresa un valor negativo, la camada iniciará en el rincón inferior, en la parte derecha de la base del muro de gaviones. En este caso no se adicionó una camada adicional en el terraplén.

En la figura 5.42 se muestra los parámetros a ingresar si se añade una camada.

Adicionar al terraplén la camada 1

Geometría de la camada

Altura inicial (m):

Inclinación (grados):

Propiedades del suelo

Peso específico (tf/m²):

Ángulo de fricción (grados):

Cohesión (tf/m²):

OK Cancelar Ayuda

Figura 5.42: Datos de ingreso en camada adicional al terraplén

En la opción “Superficie Freática” se puede especificar un nivel de agua freática en el interior del terraplén, en ésta opción se ingresa los datos de la altura inicial del nivel de agua freática, la inclinación en grados y el largo, tanto para el primer trecho como para el segundo. (Figura 5.43).

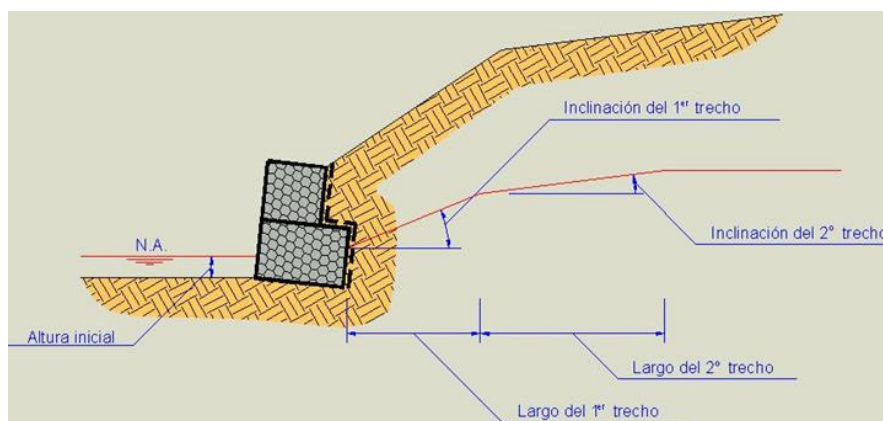


Figura 5.43: Configuración en superficie freática

Fuente: Gawacwin

En el diseño no se utilizó esta opción, ya que en el estudio de suelos no se encontró presencia de nivel freático. (Figura 5.44).

Figura 5.44: Parámetros para superficie freática Gawacwin 1.0

En el botón “Fundación”, se ingresa los datos correspondientes al suelo de fundación donde se asentará el muro de gaviones. (Figura 5.45).

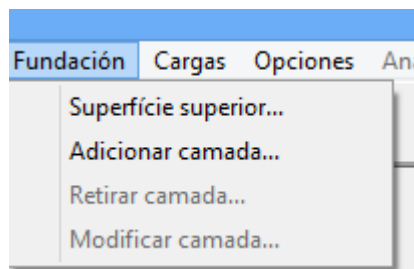


Figura 5.45: Botón “Fundación” Gawacwin 1.0

En la opción “Superficie Superior”, se ingresa los valores de la altura inicial, largo horizontal e inclinación en grados.

La altura inicial es la altura medida desde la base del muro hasta la superficie superior del suelo, el largo es la longitud de la berma que se extiende hacia la izquierda del muro. La longitud de la berma puede ser nula. La inclinación ingresada en grados corresponde a la de la superficie superior a la izquierda de la berma. (Ver Figura 5.46).

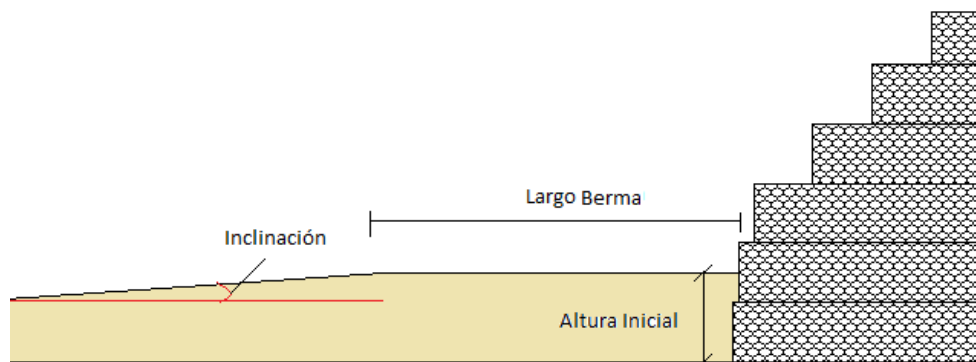


Figura 5.46: Parámetros de la superficie superior en el suelo de fundación

Fuente: Propia

En la opción “Propiedades del suelo” se ingresan los valores del peso específico, el ángulo de fricción y la cohesión del suelo de fundación.

En “Datos Adicionales”, se puede ingresar la máxima presión vertical admisible del suelo de fundación y la altura del nivel del agua si en caso existiera.

Los datos que se ingresaron al programa fueron:

- Altura inicial (profundidad) = 1,00 m
- Largo horizontal = 0,50 m
- Inclinación (grados) = 6°
- Peso específico del suelo = 1,73 T/m³
- Ángulo de fricción interna del suelo = 37°
- Cohesión del suelo = 0 T/m²
- Máxima presión admisible del suelo de fundación = 28 T/m².
(Valor obtenido del estudio de suelos, ver Capítulo 4).

En la figura 5.47 se muestra los valores ingresados en el programa.

Datos sobre la fundación

Superficie superior

Altura inicial (profundidad) (m): 1.00

Largo horizontal (m): 0.50

Inclinación (grados): 6.00

Propiedades del suelo

Peso específico (tf/m³): 1.73

Ángulo de fricción (grados): 37.00

Cohesión (tf/m²): 0.00

Datos adicionales

Máx. presión adm. (tf/m²): 28.00

Altura del nivel del agua (m):

OK

Cancelar

Ayuda

Figura 5.47: Datos de la fundación Gawacwin 1.0

En la opción “Adicionar Camada”, se puede adicionar una camada al suelo de fundación, los datos que ingresamos en ésta opción son la altura inicial (medida desde el extremos inferior izquierdo del muro hasta la superficie superior del suelo), el peso específico, el ángulo de fricción y la cohesión del suelo. En este caso no se utilizó esta opción. (Figura 5.48).

Adicionar en la fundación la camada 1

Geometria de la camada

Altura inicial (m):

Propiedades del suelo

Peso específico (kN/m³):

Ángulo de fricción (grados):

Cohesión (kN/m²):

OK

Cancelar

Ayuda

Figura 5.48: Adicionar camada en fundación

En la opción “Cargas”, se ingresan los datos de las cargas actuantes sobre el terraplén, sobre el muro y adicionalmente la acción sísmica. (Figura 5.49).

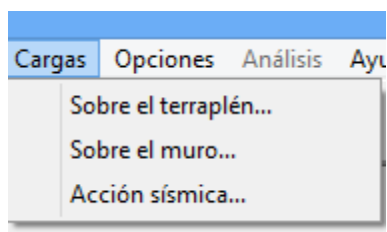


Figura 5.49: Botón “Cargas” Gawacwin 1.0

En el submenú “Cargas sobre el terraplén”, corresponde a los datos de las cargas uniformemente distribuidas y cargas puntuales (Líneas de Carga) perpendiculares a la posición del terraplén, que dependiendo de las condiciones de diseño pueden actuar tanto en el primer trazo como en el segundo.

Para el caso de las cargas puntuales se necesita conocer la distancia a la que están actuando, la cual es medida desde el extremo superior derecho de la última camada del muro de gaviones. (Figuras 5.50 y 5.51).

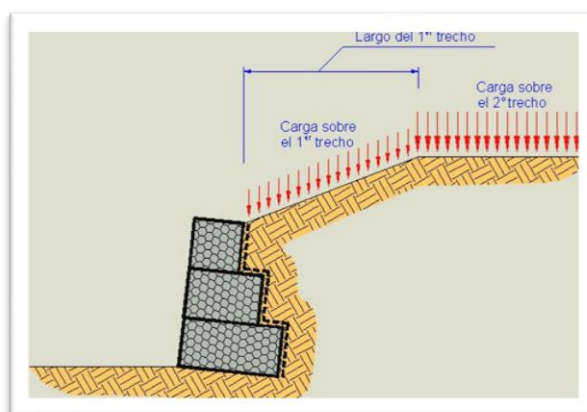


Figura 5.50: Configuración de carga distribuida

Fuente: Gawacwin 1.0

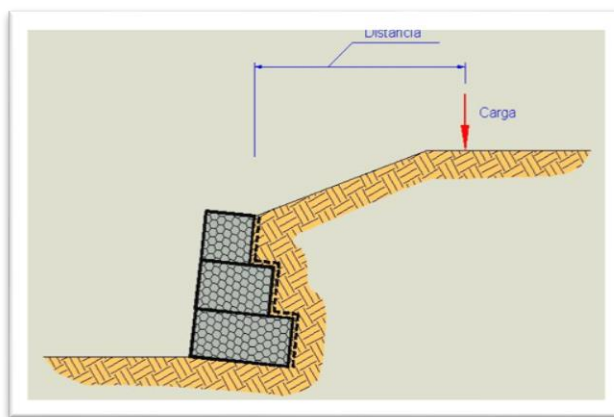


Figura 5.51: Configuración de carga puntual

Fuente: Gawacwin 1.0

De igual manera que en el sitio 1 el cálculo de la sobrecarga vehicular en el sitio 2 tiene el mismo procedimiento, por lo que el valor adoptado es de 1,11 T/m².

El valor de sobrecarga es ingresado al programa y actuará en el primer tramo del perfil. (Figura 5.52).

Cargas sobre el terraplén

Cargas uniformes

Primer tramo (tf/m²):

Segundo tramo (tf/m²):

Líneas de carga

Carga	Valor (tf/m)	Dist. (m)
1		
2		
3		

Figura 5.52: Ingreso de la sobrecarga vehicular Gawacwin 1.0

A continuación se muestra la sobrecarga vehicular actuando en el terraplén. (Figura 5.53).

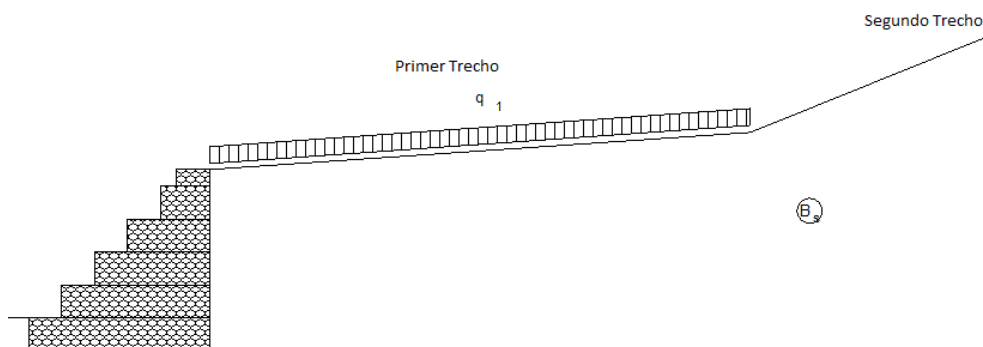


Figura 5.53: Sobrecarga vehicular actuando en terraplén

En la opción “Cargas sobre el muro”, se ingresa los datos de la carga uniforme distribuida y puntual que actúan perpendicularmente a la posición del muro. La carga uniforme en todo el ancho de la última camada y la carga puntual actúan a una distancia medida desde el borde derecho del tope del muro hacia la izquierda. En el diseño no existen cargas actuando directamente sobre el muro de gaviones. (Ver Figuras 5.54 y 5.55)

Figura 5.54: Parámetros para ingresar cargas sobre el muro

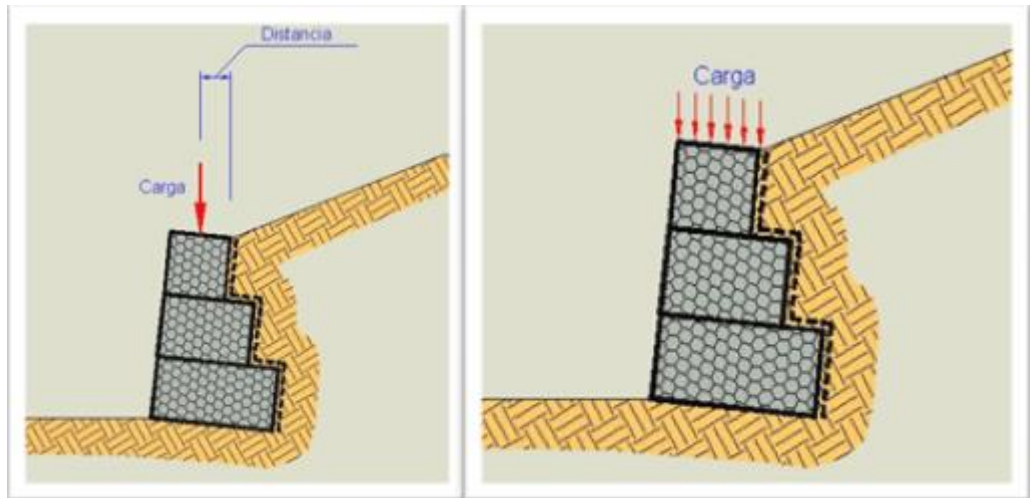


Figura 5.55: Esquema de carga puntual y distribuida

Fuente:Gawacwin 1.0

En la opción “Acción Sísmica”, se ingresan los datos correspondientes a los coeficientes de aceleración sísmica horizontal y vertical del suelo, debido al incremento del empuje activo.

Las aceleraciones del sismo provocan el aparecimiento de fuerzas inerciales en las direcciones horizontal y vertical, estas aceleraciones normalmente son expresadas en relación a la aceleración de la gravedad y son funciones del riesgo sísmico local.

El sitio 2 se encuentra en la zona sísmica 4 con una aceleración de la gravedad de 0.35g. (Ver Tabla 5.5).

El suelo considerado para el diseño sísmico del sitio 2, es el tipo C (Ver Tabla 5.7), por tener una resistencia media al corte $S_u=2,8 \text{ Kg/cm}^2$ (Ver Capítulo 4, sección 4.1.2.3).

De igual manera que para el sitio 1 para el cálculo del coeficiente sísmico se tienen los valores de $n=2.6$, $Z=0.35$ (Ver tabla 5.5), $F_a=1.23$ (Ver tabla

5.8), $R=3$ (Ver tabla 5.9), $I=1$ (Ver tabla 5.6). Utilizando la fórmula 5.1 se obtiene un valor de 0.37 como coeficiente de aceleración de la gravedad, el cual es ingresado al programa para el diseño. (Figura 5.56).

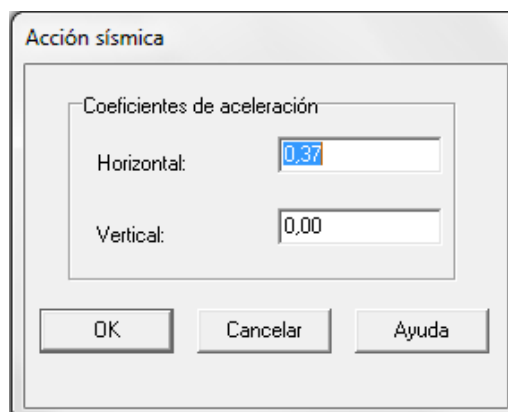


Figura 5.56. Coeficiente de aceleración sísmica Gawacwin 1.0

En la pestaña “Opciones”, en el submenú “Análisis” (Figura 5.57), se puede escoger o ingresar las siguientes opciones:

- Exhibir superficie de rotura
- Considerar grietas de tracción
- Porcentaje de reducción del empuje pasivo
- Informe completo o reducido

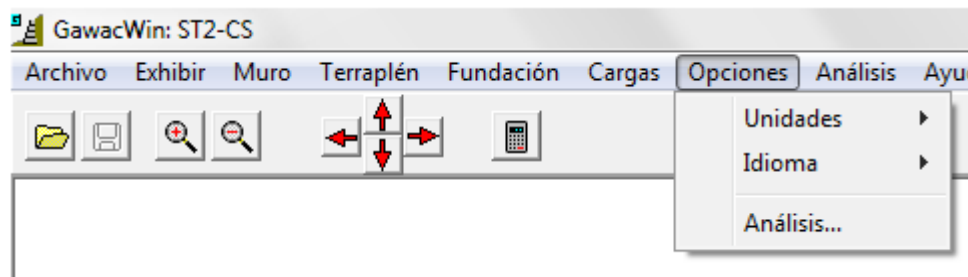


Figura 5.57: Botón “Opciones”

Si se escoge la opción “Exhibir superficie de rotura”, se muestra en la pantalla del programa las superficies de rotura analizadas. Cabe destacar que utilizando la opción mencionada anteriormente el análisis es más lento.

Si se activa la opción “considerar grietas de tracción”, en el cálculo del empuje activo se considera la presencia de fisuras llenas de agua cuando el suelo detrás del muro es cohesivo, por lo que el valor del empuje se incrementaría de forma que el análisis es más confiable y seguro.

En el análisis de deslizamiento del muro se puede ingresar un valor de reducción en el empuje pasivo, cuando se desprecia el empuje pasivo se ingresa 100 %.

El informe generado por el programa GawacWin 1.0, puede ser completo si el usuario requiere más detalles del diseño, sino se escoge la opción de “Informe Reducido”, para este caso se escogerá la opción de de “Informe Completo”. (Figura 5.58)

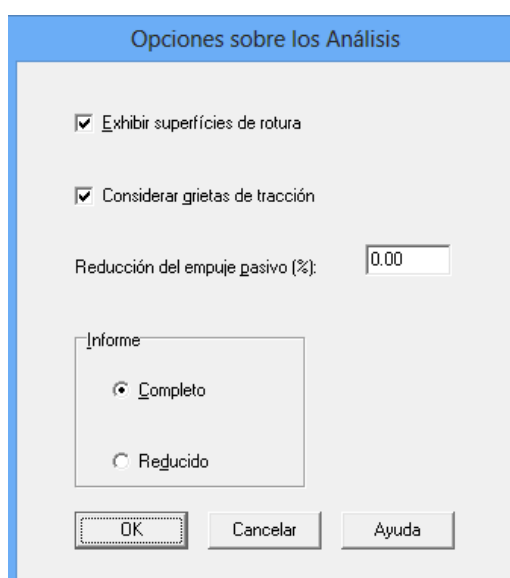


Figura 5.58: Botón “Opciones”, pestaña “Análisis”

En el botón pestaña “Análisis”, se obtienen los resultados del diseño del muro de gaviones correspondientes al deslizamiento, vuelco, presiones en la fundación, presiones interna y estabilidad global. (Figura 5.59).

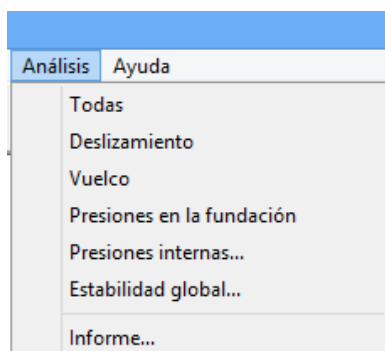


Figura 5.59: Botón “Análisis” Gawacwin 1.0

El usuario puede seleccionar en la opción “Todas”, para que el programa calcule todos los análisis descritos anteriormente. Una vez seleccionado la opción “Todas” o alguna de las demás, el programa procede a generar el informe del diseño según las condiciones y exigencias del usuario. En el interfaz de usuario del programa tenemos botones adicionales para facilitar su uso (Figura 5.60), los cuales se detallan a continuación:

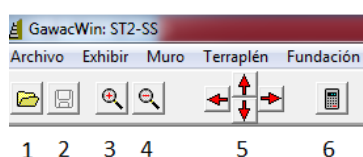


Figura 5.60: Botones adicionales Gawacwin 1.0

De la figura 5.60 se tiene:

- 1 Abrir archivo
- 2 Guardar cambios
- 3 Acercar
- 4 Alejar
- 5 Desplazamiento hacia arriba, abajo, izquierda y derecha

6 Ejecutar todos los análisis

Una vez introducidos todos los datos y parámetros del muro en el sitio 2, se procede a realizar el análisis en el programa. (Figura 5.61).

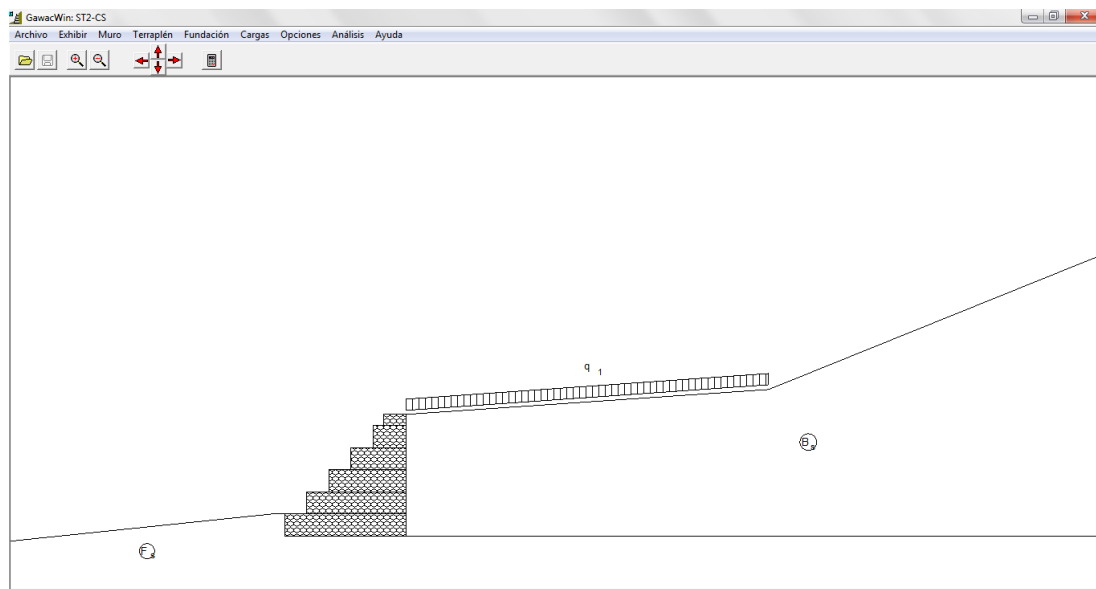


Figura 5.61. Configuración del muro en sitio 2

Realizando el análisis del diseño en el programa se obtienen los siguientes resultados para los factores de seguridad, los cuales se muestran en las figuras 5.62 y 5.63.

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base	: 49,04 tf/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	: 2,06 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	: 0,00 m
Fuerza de corte en la base	: 27,58 tf/m
Fuerza resistente en la base	: 40,36 tf/m
Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento	: 1,30

Vuelco

Momento Activo	: 99,73 tf/m x m
Momento Resistente	: 200,58 tf/m x m
Coef. de Seg. Contra el Vuelco	: 2,01

Figura 5.62: Resultados de Deslizamiento y Vuelco del muro de gaviones

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda	:	m
Distancia inicial a la derecha	:	m
Profundidad inicial con ref. a la base	:	m
Máx. profundidad aceptable para el cálculo	:	m
Centro del arco con referencia al eje X	:	-0,17 m
Centro del arco con referencia al eje Y	:	13,49 m
Radio del arco	:	14,68 m
Número de superficies analizadas	:	30
Coef. de Seg. Contra la Rotura Global	:	1,13

Figura 5.63: Resultados de la Estabilidad Global

Los resultados obtenidos se comparan con los factores de seguridad que se tienen en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2013. (Ver Tabla 5.11 –Pág. 99). En la Tabla 5.11 se muestra los factores de seguridad para cada tipo de diseño, para el caso estudiado se usaran los coeficientes de la columna “Pseudo Estático” por lo que se adoptó un coeficiente sísmico para el diseño.

Se realizó un diseño manual (Ver Anexo B) del sitio inestable dos, para comparar los resultados obtenidos con el programa Gawacwin 1.0, en tabla 5.17 se muestra la comparación de los valores.

Tabla 5.17 Tabla comparativa de resultados Sitio 2

TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS				
PARÁMETRO	DISEÑO MANUAL			SOFTWARE
	Sismoresistente	SEED	MONONOBE- OKABE	GAWACWIN 1.0
Empuje Activo (T/m)	16,23	20,58	22,14	22,12
Empuje Pasivo(T/m)	3,48	3,48	3,48	3,42
FSD	1,27	1,08	1,31	1,30
FSV	2,62	1,91	2,05	2,01
e(m)	0,59	1,10	0,66	0,69
qmax (T/m2)	10,78	14,51	15,35	15,66
q min (T/m2)	2,31	0,00	2,50	2,17

Una vez comparados los resultados de los factores de seguridad que se obtuvieron en el análisis con los de la norma, se concluye que el muro de gaviones diseñado en el sitio inestable 2 cumple con los requerimientos.

5.3. DISEÑO DE LAS OBRAS DE ESTABILIZACIÓN DEL SITIO 3

Las características de la vía construida en el sitio de análisis de describen en la tabla 5.18.

Tabla 5.18. Características de la vía en sitio 3

Fuente: Propia

Descripción	Características
Tipo de vía	Clase III
Terreno	Ondulado
Ancho total de la vía	12.60 m.
Espaldones	0.80 m.
Cunetas de concreto $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$	1.15 m.
Ancho de calzada	8.70
Calzada	Hormigón estructural de cemento portland $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$, módulo de rotura 4.5 Mpa.
Espesor de la calzada	20 cm.
Material de mejoramiento de la subrasante	1.10 m.
Subbase	60 cm.
Base	40 cm.

La situación actual en el sitio 3 se muestra en la figura 5.64 donde el daño de la vía consiste en el colapso del muro de contención de gaviones que ha causado pérdida de los espaldones de la calzada y destrucción de las cunetas. Por la destrucción de las cunetas el agua lluvia se descarga directamente en el talud agravando progresivamente el problema.



Figura 5.64: Situación actual Sitio 3

En este sitio se ha optado por diseñar un muro de tierra armada en toda la longitud afectaba utilizando el software MacStars 2000 de la compañía Maccaferri.

El programa tiene como página principal una interfaz de Windows, como se muestra en la figura 5.65.

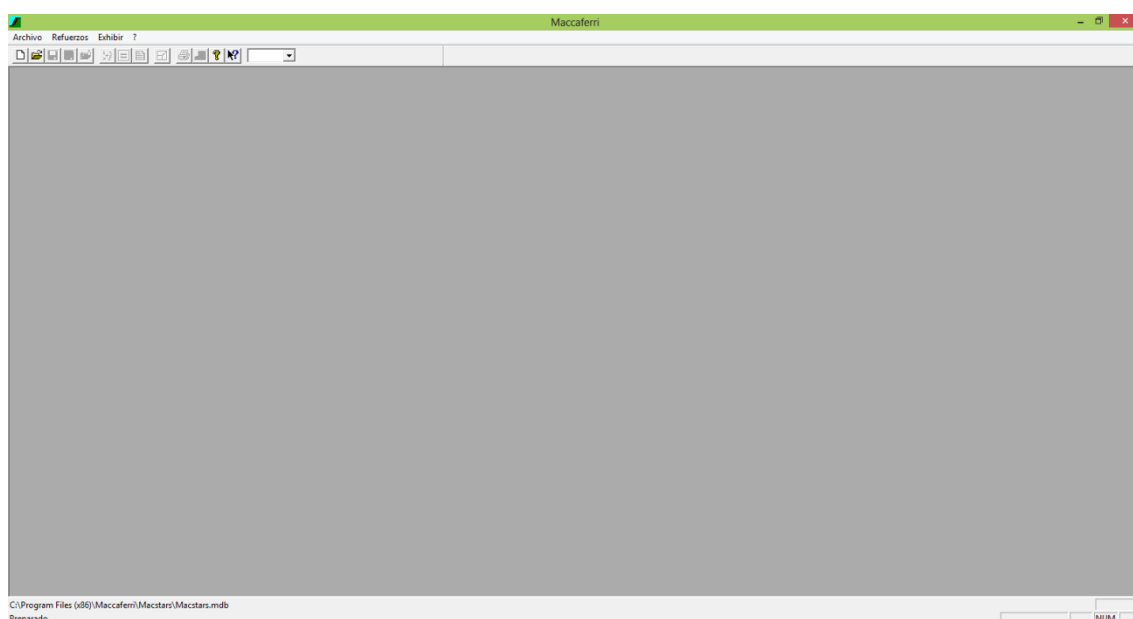


Figura 5.65: Interfaz de usuario MacStars 2000

Primeramente se crea un nuevo proyecto en el icono que lleva el mismo nombre “Nuevo”.

El programa MacStars 2000 permite usar Normas de diseño precargadas (Figura 5.66), pero si no se requiere una norma usamos la opción “Ninguna”, que permite trabajar sin ninguna restricción y se someterá únicamente a las fuerzas impuestas por el usuario y usar factores de seguridad a conveniencia a partir de las fuerzas resistentes y actuantes a las cuales la estructura estará sometida.

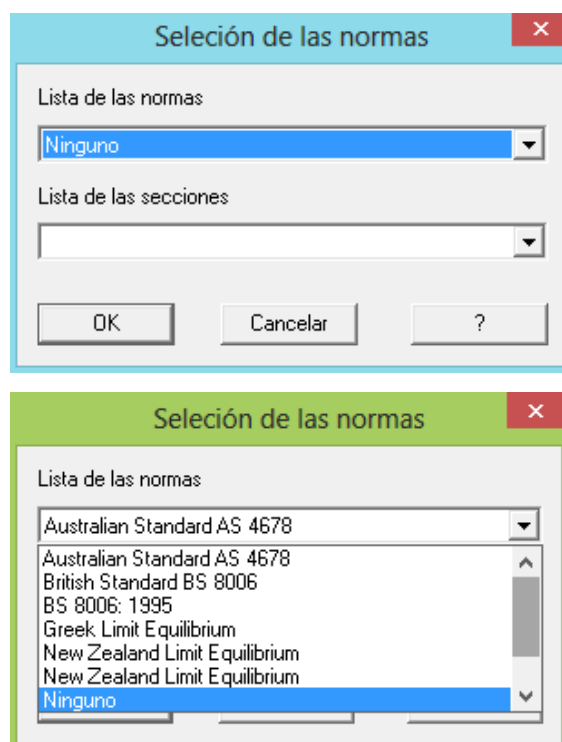


Figura 5.66: Selección de normas MacStars 2000

En la modelación del sitio 3 se utilizara la opción NINGUNO. Se utilizara un sistema de unidades para realizar un modelo preciso. (Figura 5.67).

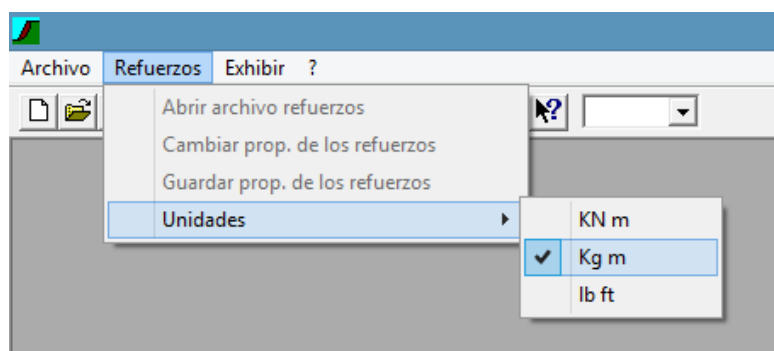
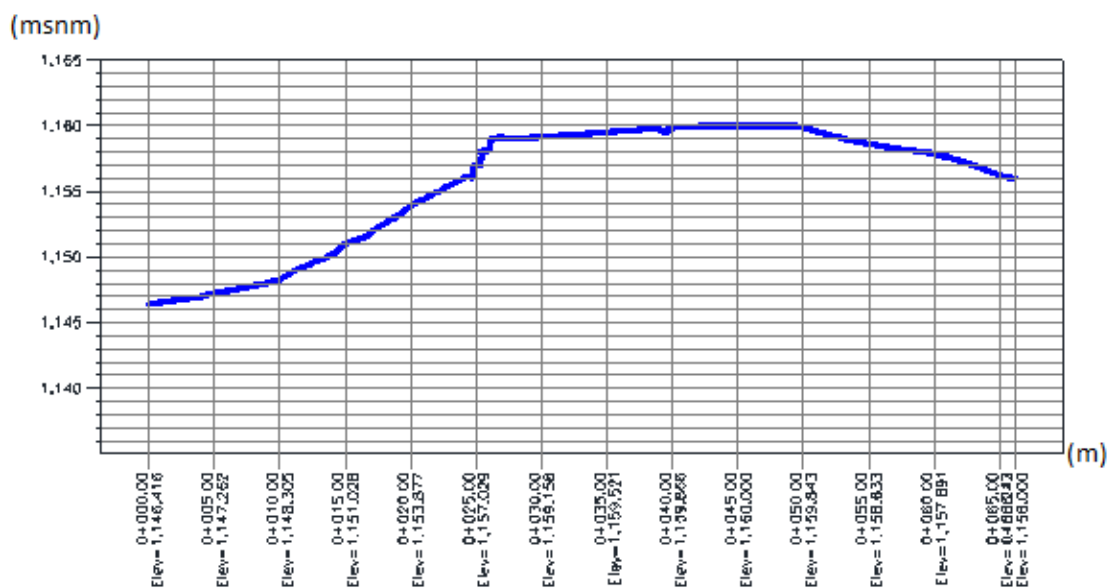


Figura 5.67: Sistema de Unidades MacStars 2000

En el presente caso se usa Kg m. Para iniciar el análisis se requiere el perfil natural del terreno que deberá obtenerse de la topografía realizada en campo.

Usando el software CivilCAD se extrae el perfil del terreno. Figura 5.68.



Como se muestra en la Figura 5.69 empezamos a modelar con la herramienta “Propiedades del Suelo” la cual permite crear los diferentes tipos de suelo que se utilizaran en el diseño. Para el Sitio 3 se han creado 4 tipos de suelo incluyendo a los gaviones de recubrimiento que tendrá el muro de tierra armada.

- Suelo Gavión.

The screenshot shows the 'Propiedades de los suelos' dialog box with the following fields and values:

- Suelo:** GAVION (selected in a dropdown)
- Descripción:** Gavion recubrimiento
- Parámetros del suelo para el cálculo de los asentamientos:** (button)
- Color:** (color selection bar)
- Cohesión [t/m²]:** 0
- Ángulo de fricción [°]:** 45
- Ru:** 0
- Factor multiplicador para el ángulo de fricción:** (dropdown menu)
- Peso específico unitario [t/m³]:**
 - Natural:** 2.5
 - Saturado:** 2.5
- Factor multiplicador:** (dropdown menu)
- Buttons:** OK, Nuevo, Borrar, Renombrar, Cancelar, ?

Figura 5.70: Suelo tipo Gavión

- Suelo a Contener.

The screenshot shows the 'Propiedades de los suelos' dialog box with the following fields and values:

- Suelo:** SUELO A (selected in a dropdown)
- Descripción:** Suelo a contener
- Parámetros del suelo para el cálculo de los asentamientos:** (button)
- Color:** (color selection bar)
- Cohesión [t/m²]:** 0
- Ángulo de fricción [°]:** 35
- Ru:** 0
- Factor multiplicador para el ángulo de fricción:** (dropdown menu)
- Peso específico unitario [t/m³]:**
 - Natural:** 1.6
 - Saturado:** 1.66
- Factor multiplicador:** (dropdown menu)
- Buttons:** OK, Nuevo, Borrar, Renombrar, Cancelar, ?

Figura 5.71: Suelo a contener

- Suelo de cimentación.

The dialog box 'Propiedades de los suelos' is shown with the following details:

- Suelo:** SUELO C
- Descripción:** Suelo a ser contenido por el muro de tierra armada
- Parámetros del suelo para el cálculo de los asentamientos:**
 - Cohesión [t/m²]:** 0.55
 - Ángulo de fricción [°]:** 4
 - Ru:** 0
- Factor multiplicador para el ángulo de fricción:** (empty field)
- Peso específico unitario [t/m³]:**
 - Natural:** 1.6
 - Saturado:** 1.66
- Factor multiplicador:** (empty field)
- Buttons:** OK, Nuevo, Borrar, Renombrar, Cancelar, ?

Figura 5.72: Suelo de cimentación

- Suelo Reforzado.

The dialog box 'Propiedades de los suelos' is shown with the following details:

- Suelo:** SUELO R
- Descripción:** Suelo de relleno estructural
- Parámetros del suelo para el cálculo de los asentamientos:**
 - Cohesión [t/m²]:** 0
 - Ángulo de fricción [°]:** 35
 - Ru:** 0
- Factor multiplicador para el ángulo de fricción:** (empty field)
- Peso específico unitario [t/m³]:**
 - Natural:** 1.66
 - Saturado:** 1.66
- Factor multiplicador:** (empty field)
- Buttons:** OK, Nuevo, Borrar, Renombrar, Cancelar, ?

Figura 5.73: Suelo reforzado

En las figuras 5.70, 5.71, 5.72 y 5.73 se presentó las características de cada uno de los suelos a utilizar en la modelación y posterior diseño del muro de tierra armada. Para ingresar el perfil del terreno a analizarse se usa la herramienta “Geometría de las camadas” la cual permite ingresar el perfil obtenido de la topografía, el perfil se crea por coordenadas X, Y partiendo del origen 0,0.

El sitio de análisis se encuentra en las cotas 1140 aproximadamente, por esta razón para facilitar el modelo dentro del programa MacStars se trabaja con 1100 m menos en cada uno de los puntos, es decir si la cota real es 1140 en el modelo se usa la cota 40, únicamente por facilidad en el modelo.

Para el caso de análisis se ingresó dos camadas. La primera modela el perfil del terreno y contiene el suelo con los parámetros obtenidos en el estudio de suelos, existe en este perfil una zona que se denomina de mejoramiento que es en la cual se asentará el muro de tierra armada. Figura 5.74.

Configuración de las camadas

Camada: S1

Descripción:
Suelo de Cimentacion

	X [m]	Y [m]
1	0	49
2	5	49.5
3	10	50
4	15	52
5	19	52
6	19.01	50
7	33	50
8	33.01	52
9	60	53.877

☐ Limite rocoso

Suelo: SUELO CI

Suelo a ser contenido por el muro de

OK
Nuevo
Borrar
Renombrar
Cancelar
?

Figura 5.74: Ingreso de camada de suelo de cimentación

La segunda camada que se usara en el modelo es con suelo de mejoramiento que se usa en función del estudio de suelos que recomienda una cota de cimentación entre 1151 a 1153 pero con la condición de que exista un mejoramiento de suelo de 2 metros de altura en el lugar de cimentación. Figura 5.75.

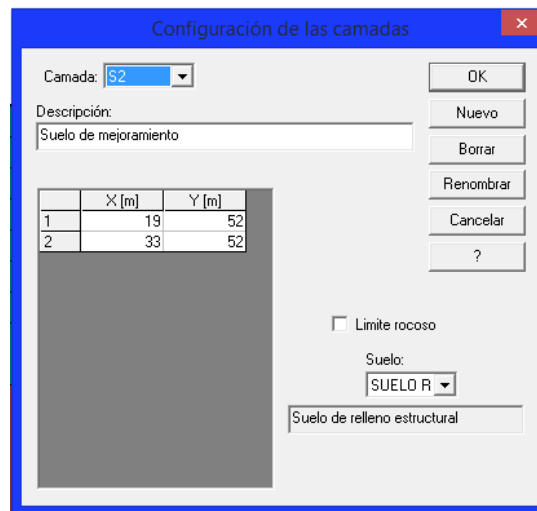


Figura 5.75: Ingreso de camada de suelo de mejoramiento

Como se muestra en la figura 5.69, el programa MacStars es capaz de modelar el nivel freático en el suelo con la opción “Superficie Piezométrica” en el botón “Datos Iniciales” del menú principal, el nivel freático puede ser modelado de igual manera por coordenadas X, Y y formar parte del modelo estudiado, sin embargo en el presente estudio no se detectó nivel freático de acuerdo al estudio de suelos.

La parte principal para la estabilización de sitio inestable esta principalmente en el muro de tierra armada propiamente dicho, el programa MacStars 2000 presenta una herramienta para generar el muro con diferentes parámetros de diseño.

La herramienta para generar el muro se denomina “Bloques”. Figura 5.76.

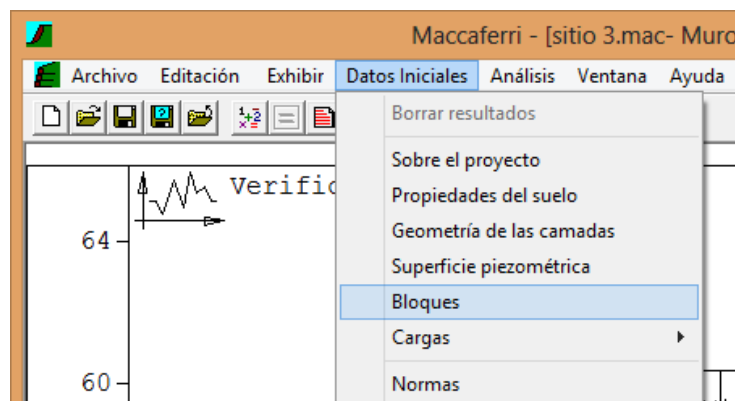


Figura 5.76: Opción “Bloques” MacStars 2000

Dentro de la herramienta Bloques se pueden crear uno o varios muros de acuerdo a la necesidad del sitio de estudio, en este caso se creó un solo bloque (muro), al que se le podrá asignar sus diferentes propiedades con el botón “modificar” Figura 5.77).

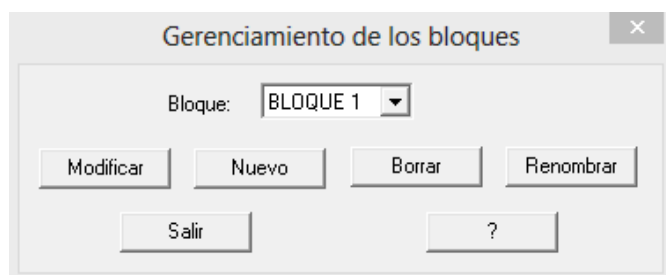


Figura 5.77: Gerenciamiento de “Bloques” MacStars 2000

Entre las opciones que tiene el botón “Gerenciamiento de Bloques” se encuentra la opción de modificar las dimensiones y parámetros del diseño del bloque. (Ver figura 5.78).

Figura 5.78: Dimensión del bloque MacStars 2000

Los parámetros de diseño del muro a considerarse se muestran en la figura 5.78.

Donde:

- Fabricante: se usara la opción Maccaferri por ser la empresa creadora del software no interviene significativamente en el diseño.
- Familia de productos: permite elegir el tipo de recubrimiento que tendrá el muro de tierra armada. En el caso de estudio será gaviones de $H = 1.00$ m.
- Producto: activara opciones dependiendo de la Familia de productos, para el caso de estudio se usara G – 8x10 – 2.7 – ancho 1.00 que se refiere a una malla triple torsión galvanizada de 8 x 10 cm y 2.7 mm de espesor.
- Largo del Refuerzo: este campo se usa para elegir el largo del refuerzo en el muro de tierra armada.

- Origen del bloque: permite la ubicación exacta por coordenadas X, Y del punto externo y más bajo del muro.
- Dimensiones del bloque: base y la altura del muro de tierra armada.

Continuando con las opciones de configuración del muro de tierra armada se presenta a continuación los tipos de suelo usados en cada uno de los componentes (Figura 5.79).

Figura 5.79: Camadas de suelos utilizados en diseño del sitio 3

En donde:

- Relleno estructural: es el suelo reforzado que se usara como material de mejoramiento y como material de refuerzo para el muro de tierra armada propiamente dicho.
- Suelo al Tardo: este suelo es el que está siendo contenido por el muro de tierra armada, está al mismo nivel de la parte superior del muro de tierra armada.

- Suelo que compone el bloque de cobertura: este suelo es el que se representa sobre el suelo al tardoz es decir como una sobrecarga en el muro que puede ser la estructura del pavimento.
- Suelo que compone el bloque de fundación: es el suelo natural de cimentación.
- Material de relleno de los gaviones: este tipo de suelo representa al recubrimiento de gaviones que tiene el muro de tierra armada.

En la opción cobertura (Figura 5.80), se muestra la forma de modelar la vía en la parte superior, es decir, la capa de rodadura. Con la cual se puede definir muy precisamente el abombamiento o peralte.

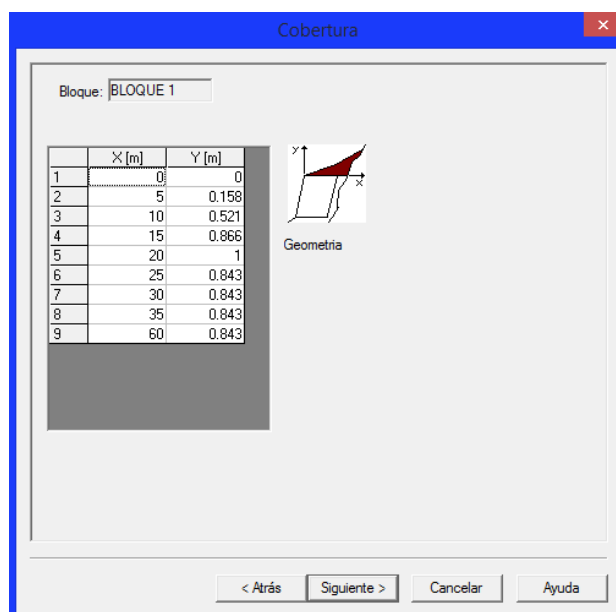


Figura 5.80: Opción Cobertura MacStars 2000

En la figura 5.81 se muestra que la forma de ingreso de datos es por medio de coordenadas las cuales tienen su origen en el filo superior izquierdo del muro de tierra armada.

Con el ingreso de la geometría y configuración de cada tipo de suelo en el muro de tierra armada se puede proceder al ingreso de cargas que tendrá que soportar el muro propuesto. La figura 5.81 muestra la ubicación de las opciones para ingreso de cargas incluida la sísmica.

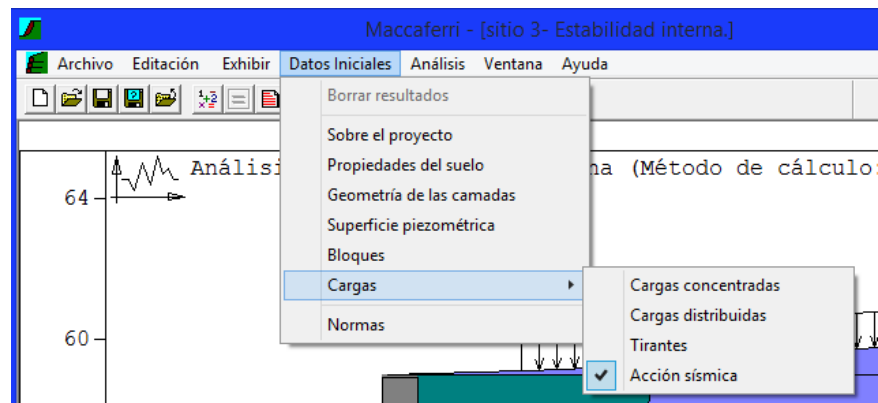


Figura 5.81. Cargas – Acción Sísmica MacStars 2000

Para el caso estudiado no se usa cargas concentradas, las cargas que afectaran este muro son únicamente distribuidas y sísmicas.

El cálculo de la sobrecarga vehicular se detalló en el diseño del sitio 1, para el sitio 3 tendrá el mismo valor a adoptarse de 1.11 T/m².

El programa puede modelar una carga distribuida (sobrecarga vehicular) con un ángulo de inclinación y el tramo de las abscisas en las que estará actuando. El valor de sobrecarga del camión de 1,11 T/m² se ingresa al programa. (Figura 5.82).

Figura 5.82: Ingreso de la sobrecarga uniformemente distribuida

En la figura 5.83 se muestra los campos de ingreso para valores de las componentes horizontal y vertical del coeficiente sísmico.

Figura 5.83: Campos de ingreso de los coeficientes de la acción sísmica

El sitio 3 se encuentra en la zona sísmica 4 con una aceleración de la gravedad de 0.35g. (Ver Tabla 5.5).

El suelo considerado para el diseño sísmico del sitio 3, es el tipo C (Ver Tabla 5.7), por tener una resistencia media al corte $S_u = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$ (Ver Capítulo 4, sección 4.1.3.3).

De igual manera que para el sitio 1 y 2 para el cálculo del coeficiente sísmico se tienen los valores de $n=2.6$, $Z=0.35$ (Ver tabla 5.5), $F_a=1.23$ (Ver tabla 5.8), $R=3$ (Ver tabla 5.9), $I=1$ (Ver tabla 5.6).

Utilizando la fórmula 5.1 se obtiene un valor de 0.373 como coeficiente de aceleración de la gravedad para la componente horizontal, para la componente vertical se ingresará un valor de 0, ya que no se analizará el sismo en este sentido. El valor de 0.373 será ingresado al programa (Figura 5.84).

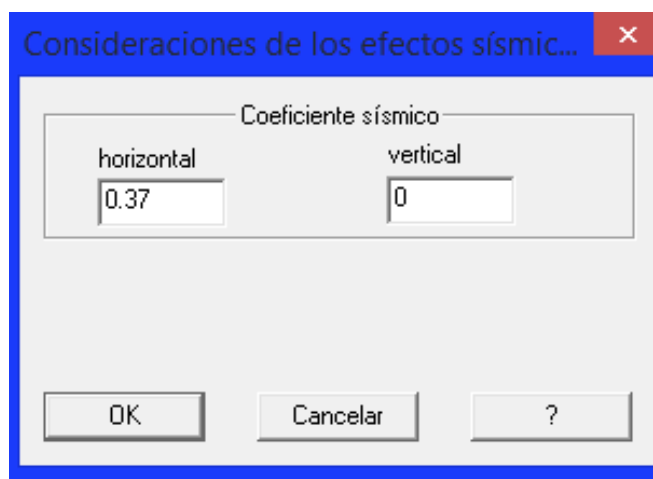


Figura 5.84: Ingreso de Coeficientes de acción sísmica

Luego de ingresar todos los datos que componen el muro de tierra armada así como también las cargas a las que estará sometido se presenta a continuación la configuración del muro completo.

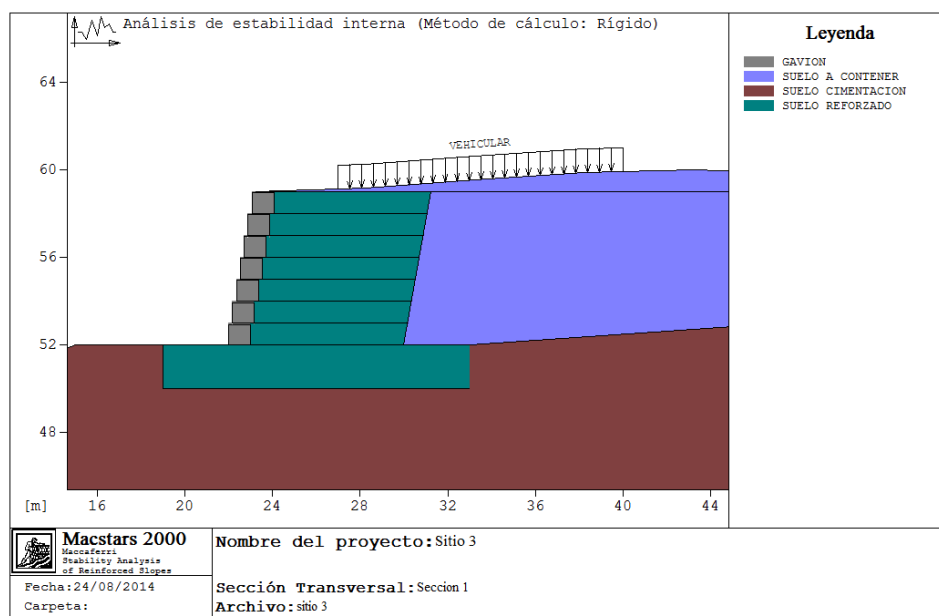


Figura 5.85: Configuración del muro en el sitio 3 MacStars 2000

Teniendo modelado el muro se podrá realizar los diferentes análisis para comprobar su correcto diseño.

Macstars 2000 presenta varios tipos de análisis que se pueden aplicar, pero para este caso se usa los siguientes parámetros. (Figura 5.86)

- Estabilidad interna
- Estabilidad global
- Verificación como muro

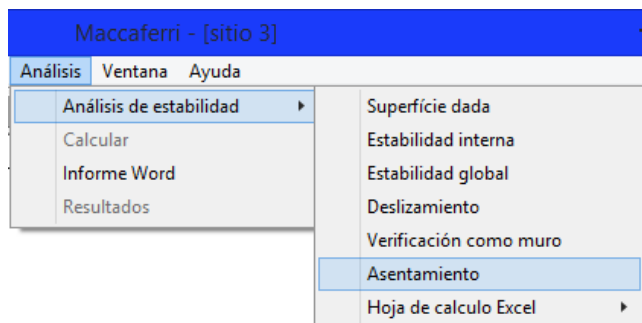


Figura 5.86: Opción “Análisis de estabilidad” MacStars 2000

Los resultados que se obtendrán en el análisis serán comparados con los factores de seguridad que se tienen en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2013. (Ver Tabla 5.11). En la tabla 5.11 se muestra los factores de seguridad para cada tipo de diseño, para el caso estudiado se usaran los coeficientes de la columna “Pseudo Estático” por lo que se adoptó un coeficiente sísmico para el diseño.

El primer análisis que se realiza es la verificación como muro, en donde será necesario el esfuerzo admisible del suelo, que gracias al mejoramiento sugerido en el estudio de suelos se adopta un valor de 25 T/m². El resultado del análisis es el siguiente. (Figura 5.87)

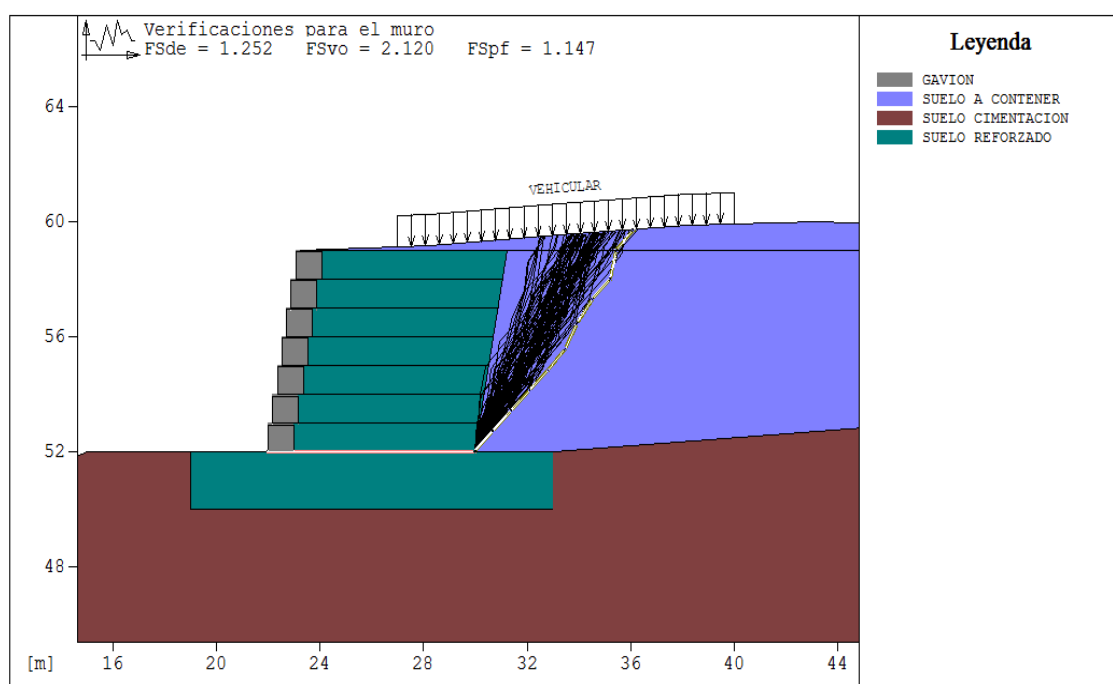


Figura 5.87: Resultados de la verificación como muro MacStars 2000

Donde se obtiene:

- FS_{de} Factor de seguridad al deslizamiento: 1.252
- FS_{vo} Factor de seguridad al volcamiento: 2.120

Por lo que se tiene un muro lo suficientemente resistente en comparación con los valores de la Tabla 5.11.

El segundo análisis será la estabilidad interna, en el cual se toma como factor de seguridad a comparar el mismo al deslizamiento. Este análisis será realizado por el método de “Bishop”.

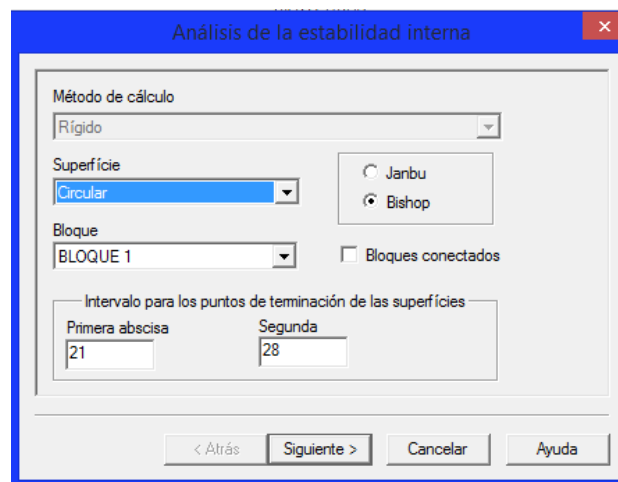


Figura 5.88. Análisis de estabilidad interna “Bishop”

En la figura 5.88 se muestra las opciones para realizar el análisis de la estabilidad interna donde se ubicaran las abscisas que representan desde y hasta donde se hará el cálculo. Para el muro propuesto se tomara abscisas desde la 21 a la 28.

En la ventana siguiente se deja con las opciones predeterminadas y se termina con el botón finalizar. (Figura 5.89)

Parámetros para búsqueda de las sup. críticas

Longitud de los segmentos [m]
1

Ángulo límite a la izquierda [°] Ángulo límite a la derecha [°]
0 0

Núm. de superficies a analizar
100

< Atrás Finalizar Cancelar Ayuda

Figura 5.89: Parámetros para búsqueda de las sup. críticas

El resultado del análisis por el método de Bishop se muestra en la figura 5.90.

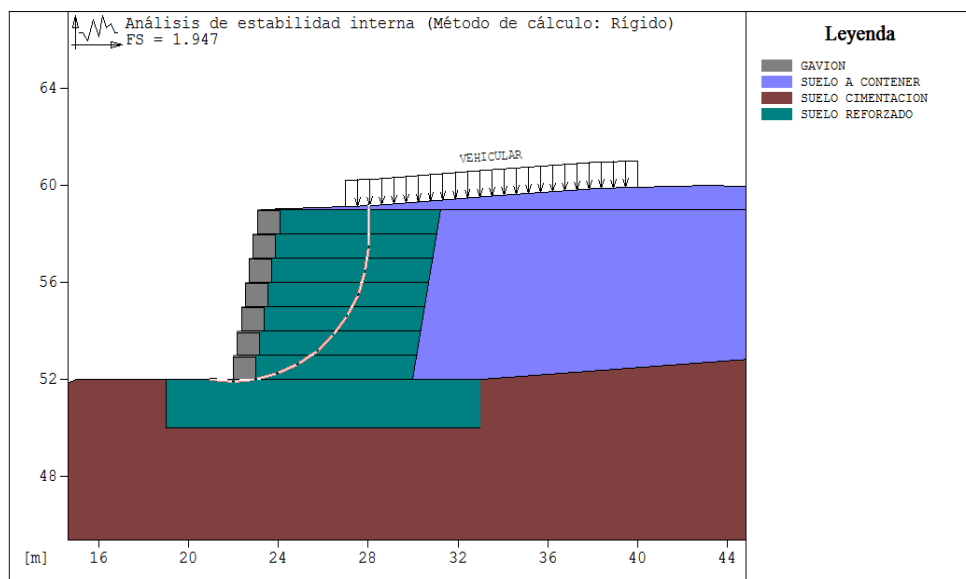


Figura 5.90. Resultados de estabilidad interna Bishop

Donde el factor de seguridad crítico se produce en la base del muro y tiene un valor de 1.947, por lo que cumple con la Norma NEC 2013. (Ver Tabla 5.11)

El tercer análisis es la estabilidad global del muro. En la figura 5.91 se muestra el cuadro de opciones para realizar el análisis de estabilidad global, en donde se ingresan las abscisas de los intervalos de inicio y terminación de las superficies.

Para los puntos de inicio se tomará abscisas desde el punto de inicio del muro hacia la izquierda y para los puntos de terminación se tomará las abscisas desde el punto final del muro hacia la derecha. El factor de seguridad se analizará por el método de Bishop.

Análisis de la estabilidad global

Método de cálculo
Rígido

Superficie
Circular

Intervalo para los puntos de inicio de las superficies [m]
Primera abscisa: 18
Segunda: 22

Intervalo para los puntos de terminación de las superficies [m]
Primera abscisa: 25
Segunda: 32

Janbu
Bishop

< Atrás Siguiente > Cancelar Ayuda

Figura 5.91. Análisis de estabilidad Global

Se continúa con el botón siguiente y aparece una nueva pantalla en la cual se deja las opciones predeterminadas por el programa.

Los resultados obtenidos para la estabilidad global del muro de tierra armada en el sitio 3 son los siguientes. (Figura 5.92)

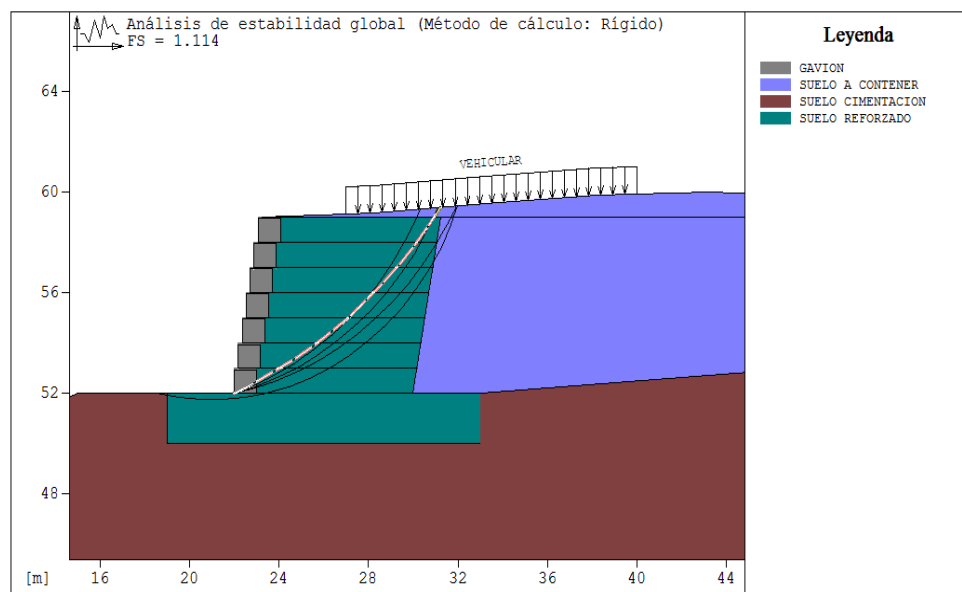


Figura 5.92: Análisis de estabilidad Global Bishop

Donde el factor de seguridad obtenido es de 1.114, el cual cumple con lo establecido en la Norma NEC 2013. (Ver Tabla 5.11).

Se realizó un diseño manual (Ver Anexo B) del sitio inestable tres, para comparar los resultados obtenidos con el programa MacStars 2000, en tabla 5.19 se muestra la comparación de los valores.

Tabla 5.19 Tabla comparativa de resultados Sitio 3

TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS				
PARÁMETRO	DISEÑO MANUAL			SOFTWARE
	Sismoresistente	SEED	MONONOBE-OKABE	MACSTARS 2000
FSD	1,32	1,16	1,23	1,252
FSV	2,78	2,28	2,65	2,120
MÉTODO DE BISHOP				
FS Estabilidad Interna	1,97			1,947

Con esto finaliza el diseño del muro de tierra armada donde se puede apreciar que todos los factores de seguridad están dentro de la Norma Ecuatoriana por lo que es un diseño que garantiza la estabilidad en esta zona.

Los planos del diseño para los tres sitios se encuentran en el Anexo C y los reportes propios de cada programa en el Anexo D.

6. CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

- La topografía se realizó mediante una estación total, actualmente existen otros métodos para hacer el mismo trabajo como:
 - GPS RTK
 - LIDAR
 - ESCANNER
- Para realizar un trabajo de precisión como es el caso de este estudio es necesario que se tenga una topografía con un detalle mínimo, es decir que la separación entre curvas de nivel sea máximo de un metro.
- Los estudios de suelos utilizados en el presente trabajo, se realizaron tomando en cuenta la necesidad de obtener todos los parámetros que muestren la realidad del suelo en donde se va a cimentar la estructura.
- En el sitio uno se eligió la alternativa de muro con anclaje debido a que los resultados obtenidos en los ensayos mostraron suelos cohesivos. El principal problema no es de estabilidad sino es un problema de erosión y desgaste del talud por lo que la opción de diseño presentada garantiza la seguridad de la vía en el sitio.
- En el sitio dos el suelo presenta características de suelo granular, la estructura del pavimento de la vía se encuentra en buen estado pero existe un colapso de cuentas por falta de confinamiento en el suelo bajo las mismas, el muro de gaviones diseñado permitirá que exista una buena compactación.

- Para un buen funcionamiento de los muros de tierra armada se deberá tener énfasis en la interacción entre el suelo de relleno y el refuerzo, ya que el éxito de éste sistema depende principalmente de esta variable.
- El sitio tres presenta características muy desfavorables por lo que se plantea una reposición de suelo de mejoramiento de 2 m de altura y para la estabilización se usa un sistema de un muro de tierra armada con recubrimiento de gaviones debido a que este tipo de sistema tiene un funcionamiento adecuado en suelos con bajas características portantes.
- En el sistema de muro anclado en el sitio 3, cuando los anclajes tienen una longitud adecuada, los modos de falla por deslizamiento y volteo no representan una condición crítica en el análisis de estabilidad externa, debido a que la nada de suelo reforzado, por sus dimensiones, genera una resistencia que generalmente es superior a las fuerzas desestabilizadoras actuantes.
- Al analizar los sitios inestables y aplicando el diseño sísmico de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2013, se aprecia que los factores sísmicos incrementan las dimensiones de la geometría de los muros considerablemente, concluyendo que la NEC2013 es muy estricta para construcciones civiles.
- El diseño que se realizó en el sitio uno, dos y tres, el cual corresponde a estabilizar el lugar mediante un muro con anclajes, un muro con gaviones y un muro de tierra armada respectivamente, cumple con los requerimientos y factores de seguridad descritos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2013.
- En el presente proyecto se realizó una comprobación manual de los diseños propuestos para comparar con los resultados obtenidos con las

aplicaciones computacionales, llegando a obtener valores similares que demuestran que el diseño es correcto.

- La ventaja de utilizar programas computacionales permite al usuario agilizar el cálculo respectivo y obtener varias alternativas de diseño.
- El uso correcto de un software depende del conocimiento que tenga el usuario, ya que los resultados deberán ser comprobados antes de utilizarlos en el diseño.

6.2. RECOMENDACIONES

- En la actualidad aun se usan estaciones totales para realizar el levantamiento topográfico, pero el uso de métodos como el GPS RTK permiten obtener los datos de una manera más rápida y precisa.
- Se recomienda conocer las características físicas y mecánicas del suelo para elegir la alternativa de estabilización más conveniente.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Braja M Das. (2001), Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.

Ale D. (2007), *Estabilización de taludes con suelo reforzado*, recuperado el 12 Febrero de 2014, de <http://es.scribd.com/doc/53170729/ANALISIS-DE-ESTABILIDAD-DE-TALUDES>

Jara G. (2008), *Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno, para su empleo en obras de infraestructura viaria*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.

Navarro S. (2008), *Estabilidad de taludes*, recuperado el 5 de marzo de 2014, de <http://sjnavarro.files.wordpress.com/2008/09/estabilidad-de-taludes.pdf>

Morales R. (2008), Muros, *Taludes y Suelos reforzados: Control de erosión*, recuperado el 6 de marzo de 2014, de <http://sjnavarro.files.wordpress.com/2008/09/control-erosion-en-suelos.pdf>

Terramesh. (2002), *Evaluation of the Maccaferri Terramesh System Retaining Wall*.

Torres F. (2008), *Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado*, recuperado el 15 de Abril de 2014, de <http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/rafaeltorres/publicaciones/Texto%201/Muros%20de%20Contenci%F3n-2008-RT.pdf>

Lucero, Pachacama, Rodriguez. (2012), *Análisis y diseño de muros de contención*. Tesis de grado previo a la obtención de Ingeniero Civil, Universidad Central, Quito, Ecuador

Sanchez J. (2013), *Análisis y diseño estructural de la obra de descarga del proyecto hidroeléctrico Minas – La Unión*. Proyecto previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, Universidad Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

Suarez J. (2001), *Deslizamientos-Tomo II: Técnicas de Remediación*, Recuperado el 28 de Abril de 2014, de <http://www.erosion.com.co/deslizamientos-tomo-ii-tecnicas-de-remediacion.html>

Federal Highway Administration (1998), *Manual for design & Construction of*

Muñoz A. (2011), *Manual para el proceso de diseño y construcción de muros anclados de concreto lanzado*. Proyecto previo a la obtención de del Título de Tecnólogo en Administración de Proyectos de Construcción, Universidad Politécnica Nacional, Quito Ecuador.

Pachas R. (2009), *El levantamiento topográfico: Uso del GPS y Estación Total*, Universidad de los Andes, Venezuela. Recuperado el 2 de Junio de 2014, de <http://www.saber.ula.ve/bitstream/123456789/30397/1/articulo3.pdf>

Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), (2013). *Capítulo 2: Peligro Sísmico, Capítulo 9: Geotecnia y Cimentaciones*.

Instituto Ecuatoriano de Normalización. (1988), *Norma INEN 1 626: Malla de*

alambre de acero galvanizado para gaviones. Requisitos.

MANUAL DE USUARIO SNAP. (2010). Recuperado el 23 de Junio 2014, de http://www.cflhd.gov/programs/techDevelopment/geotech/SNAP/01_SNAP%20_Users_Manual.pdf

MANUAL DE USUARIO MACSTARS(2000) , Recuperado el 10 de Julio de 2014, de <http://www.maccaferri-arg.com.ar/downloads/software-macstars-2000%C2%AE/16433-2.html>

MANUAL DE USUARIO GAWACWIN 1.0. (2000), Recuperado el 02 de Agosto de 2014, de <http://www.maccaferri-arg.com.ar/downloads/software-macstars-2000%C2%AE/16433-2.html>

BIOGRAFÍA

1. DATOS PERSONALES

- Nombres: Edisson Rubén Flores Reinoso
- Lugar de nacimiento: Santo Domingo de los Tsáchilas
- Fecha de nacimiento: 17 de mayo de 1989
- Estado Civil: Soltero
- Edad: 25 años
- Dirección: Unión Nacional 366 y Guayas 02, Urbanización “La Colina”- Sangolquí
- Teléfonos: 02-333454 / 0985519213
- E-mail: erflores1989@gmail.com

2. FORMACIÓN ACADÉMICA

- **1995-2001 Estudios Primarios**
 - Escuela Marista “Pío XII”- Sto.Dgo
- **2001-2007 Estudios Secundarios**
 - Bachiller en Ciencias, “Físico – Matemáticas”
 - Instituto Tecnológico “Julio Moreno Espinosa”- Sto.Dgo
- **2007-2012 Estudios Superiores**
 - Egresado de la Carrera de Ingeniería Civil
 - Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE

3. IDIOMAS

- Español
- Inglés: Suficiencia del Idioma Inglés, Escuela Politécnica del Ejército

BIOGRAFÍA

1. DATOS PERSONALES

- Nombres: Rafael Andrés González Carrión
- Lugar de nacimiento: Loja
- Fecha de nacimiento: 15 de abril de 1989
- Estado Civil: Soltero
- Edad: 25
- Dirección: Calle 2 entre Francisco Dalmau y Moisés Luna Andrade
- Teléfonos: 0995284687
- E-mail: rafaelgc17@gmail.com

2. FORMACIÓN ACADÉMICA

- **1994-2000 Estudios Primarios**
 - Escuela José Antonio Eguiguren “La Salle”
- **2000-2006 Estudios Secundarios**
 - Bachiller en Ciencias, “Físico – Matemáticas”
 - Instituto Técnico Superior “Daniel Álvarez Burneo”
- **2006-2012 Estudios Superiores**
 - Egresado de la Carrera de Ingeniería Civil
 - Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE

3. IDIOMAS

- Español
- Inglés: Suficiencia del Idioma Inglés, Escuela Politécnica del Ejército

HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

ELABORADO POR:

Edisson Rubén Flores Reinoso

Rafael Andrés González Carrión

DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Dr. Pablo Caiza

Lugar y fecha: _____

ANEXO A

TOPOGRAFÍA Y ENSAYOS DE SUELOS

ANEXO B

COMPROBACIONES MANUALES DEL DISEÑO

ANEXO C

PLANOS DE DISEÑO

ANEXO D

REPORTE DE PROGRAMAS