

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
*ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE*  
*INGENIERIA CIVIL*



**“ALTERNATIVAS DE CONTENCIÓN EN LAS MZ D1 Y E1 DEL  
SECTOR ARICA, DISTRITO DE COISHCO – SANTA – ANCASH”**

**Tesis para optar el Título de  
INGENIERO CIVIL**

**TESISTAS :**

**Bach. ARROYO QUILICHE ZOILA ISABEL**

**Bach. CAPUÑAY BAUTISTA SOFIA MARILYN**

**ASESOR :**

**Ing. ALVAREZ ASTO LUZ ESTHER**

**NUEVO CHIMBOTE –PERU  
2016**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE**  
**INGENIERIA CIVIL**



**“ALTERNATIVAS DE CONTENCION EN LAS MZ D1 Y E1 DEL  
SECTOR ARICA, DISTRITO DE COISHCO – SANTA – ANCASH”**

**Tesis para optar el Título de  
INGENIERO CIVIL**

**REVISADO POR :**

---

**Ing. Luz Esther Alvarez Asto**  
**ASESOR**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**

**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE**  
**INGENIERIA CIVIL**



**UNS**  
UNIVERSIDAD  
NACIONAL DEL SANTA

**“ALTERNATIVAS DE CONTENCIÓN EN LAS MZ D1 Y E1 DEL  
SECTOR ARICA, DISTRITO DE COISHCO – SANTA – ANCASH”**

**Tesis para optar el Título de  
INGENIERO CIVIL**

**TESISTAS :**

**Bach. ARROYO QUILICHE ZOILA ISABEL**

**Bach. CAPUÑAY BAUTISTA SOFIA MARILYN**

**SUSTENTADA Y APROBADA POR EL SIGUIENTE JURADO:EL DIA 03 DE  
AGOSTO DEL 2016**

-----  
**Ing. Julio Rivasplata Díaz**  
**PRESIDENTE**

-----  
**Ing. Lino Olascuaga Cruzado**  
**Accesitario**

-----  
**Ing. Luz Esther Álvarez Asto**  
**Integrante**



## *DEDICATORIA*

A Dios porque me sostiene en todo momento y me da las fuerzas necesarias para cumplir cada una de mis metas, siendo esta una de las más anheladas de mi vida, como es el de concluir este gran proyecto de investigación realizado con mucha dedicación y esfuerzo.

A mis padres Jorge A. y Dionicia Q. quienes nunca me dejaron de motivar e inculcar valores de responsabilidad y dedicación, para lograr concluir satisfactoriamente mis estudios superiores.

A mi hija, por ser el motivo principal en mi vida para culminar este proyecto de investigación, en su rostro veo reflejado mi motivación, esfuerzo y aprendizaje.

A mi novio, porque a pesar de las dificultades que nos presenta la vida continuamos juntos, apoyándonos para salir adelante, gracias por su amor, respeto y confianza.

A mis hermanas Yanet , Denisse y a mi tía Lolita quienes nunca dejaron de confiar en mí, apoyarme y motivarme, en mi trayectoria universitaria dándome siempre palabras de aliento, para lograr concluir aquello que siempre me he propuesto.

A mis docente que siempre me brindaron su orientación y afianzaron mi formación profesional.

A mis amigos que a pesar de que hallamos tomado diferentes caminos, siempre les recordare por los momentos compartidos en nuestra formación universitaria.

*Zoila Isabel Arroyo Quiliche*



## *DEDICATORIA*

A Dios porque me sostiene en todo momento me da las fuerzas necesarias para cumplir mis metas, siendo esta una de las más anheladas de mi vida como es el de concluir este gran proyecto de investigación realizado con mucho esfuerzo

A mis padres Gregorio C. y María B. quienes nunca me dejaron de motivar e inculcar valores de responsabilidad, dedicación y constancia con su ejemplo me enseñaron a luchar día con día, a pesar de los momentos difíciles han logrado hacer de mí una persona de éxito, enseñándome a encarar las adversidades sin perder nunca la dignidad ni desfallecer en el intento; para lograr mis estudios metas.

A mis hijas Valeria y Valentina quienes han venido a este mundo para sacar lo mejor de mí, dándome su amor incondicional cada día, ellas son mi motor y motivo y me han impulsado a seguir con este proyecto de investigación.

A mi amado esposo David MC, que con su amor, comprensión, paciencia y apoyo incondicional me mantuvo en el camino correcto para llegar a cumplir mis metas; me espera, y está muy orgulloso de mis logros obtenidos y sobre todo va siempre de la mano conmigo.

A mi ángel Aldo C por sus consejos y apoyo aunque ya no esté entre nosotros sigue vivo en mi pensamiento, y a mis hermanos Anali, Cinthia, Arnold, Gregory por compartir las alegrías, las penas y por siempre tener fe en mí.

A Ida C. y Cosme M mis segundos padres que gracias a sus consejos y apoyo me ayudaron a cumplir mis objetivos como persona y como estudiante.

A Luis Charles MC porque gracias a él me involucre en esta hermosa carrera de la Ingeniería Civil, por su apoyo y confianza.

*Sofía Marilyn Capuñay Bautista*



## *AGRADECIMIENTO*

Nuestro agradecimiento muy especial a Dios por habernos permitido culminar satisfactoriamente nuestros estudios superiores en la especialidad de Ingeniería Civil.

Asimismo a nuestra "Alma Mater" Universidad Nacional del Santa por habernos acogido en sus aulas, a nuestros docentes por el apoyo académico brindado y en especial a nuestra asesora Ing. Luz Álvarez Asto por la orientación brindada durante la realización de nuestro trabajo de investigación.

A nuestros profesores por confiar en nosotras, por tenernos la paciencia necesaria, por sus conocimientos, sus orientaciones, agradecemos haber tenido unos profesores tan buenas personas como lo son Uds. Nunca los olvidaremos.

Los Autores



## INDICE GENERAL

	<b>PÁGINA</b>
DEDICATORIA .....	I
AGRADECIMIENTO.....	III
INDICE GENERAL .....	IV
INDICE DE FIGURAS .....	X
INDICE DE TABLAS .....	XIII
INDICE DE CUADROS ... ..	XIV
RESUMEN.....	XV
ABSTRACT.....	XVI
INTRODUCCION.....	1
<u>CAPÍTULO I</u>	
I. ASPECTOS GENERALES	
1.1 ASPECTOS INFORMATIVOS.....	2
1.1.1 TITULO.....	2
1.1.2 PERSONAL INVESTIGADOR.....	2
1.1.3 TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	2
1.1.4 LOCALIDAD DONDE SE DESARROLLA EL PROYECTO.....	2
1.2 PLAN DE INVESTIGACIÓN.....	2



1.2.1 ANTECEDENTES.....	2
1.2.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	4
1.2.3 IMPORTANCIA.....	4
1.2.4 OBJETIVOS.....	5
1.2.4.1 Objetivo General.....	5
1.2.4.2 Objetivos Específicos.....	5
1.2.5 HIPÓTESIS.....	5
1.2.6 VARIABLES.....	6
1.2.7 DISEÑO DEL ESTUDIO.....	6
1.2.8 ESTRATEGIA DE TRABAJO.....	7
A) METODO DE ESTUDIO.....	7
B) POBLACION MUESTRAL.....	7

## CAPÍTULO II:

### 2 MARCO TEORICO

2.1 GENERALIDADES.....	9
2.1.1 EL SUELO Y SU ORIGEN.....	9
2.1.1.1 PRINCIPALES TIPOS DE SUELO.....	9
2.1.1.2 SUELOS COHESIVOS Y SUELOS NO COHESIVOS.....	13
2.1.1.3 PROPIEDADES FISICAS DEL SUELO.....	14
2.1.1.4 PROPIEDADES MECANICAS DEL SUELO.....	20
2.2.2 NOCIONES BASICAS SOBRE TALUDES.....	24
2.2.2.1 DEFINICION.....	24
2.2.2.2 NOMENCLATURA DE UN TALUD.....	24





---

2.2.2.3	CLASIFICACION DE LOS TALUDES.....	25
2.2.2.4	ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	26
2.2.2.5	PARAMETROS QUE INTERVIENEN EN LA ESTABILIDAD DE UN TALUD.....	27
2.2.2.6	TIPOS DE FALLAS DE TALUDES.....	27
2.2.2.7	ESFUERZOS ACTUANTES EN LOS TALUDES.....	27
2.2.2.8	FACTOR DE SEGURIDAD.....	30
2.2.2.9	INVESTIGACION DE CAMPO Y ESTUDIOS PREVIOS.....	33
2.2.2.10	METODOS CORRECTIVOS PARA LA ESTABILIZACION DE TALUDES.....	34
2.2	ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN.....	35
2.2.1	CLASIFICACION DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN.....	37
2.3	ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN ANALIZADAS.....	40
2.4.1	MURO DE GAVIONES.....	40
2.4.1.1	DESCRIPCION GENERAL.....	40
2.4.1.2	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	48
2.4.1.3	VENTAJAS Y DESVENTAJAS.....	55
2.4.2	TIERRA ARMADA.....	59
2.4.2.1	DESCRIPCION GENERAL.....	59
2.4.2.2	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	72
2.4.2.3	VENTAJAS Y DESVENTAJAS.....	79
2.4.3	MURO DE GRAVEDAD.....	81
2.4.3.1	DESCRIPCION GENERAL.....	81



2.4.3.2	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	84
2.4.3.3	VENTAJAS Y DESVENTAJAS.....	85
2.4.4	MURO EN VOLADIZO.....	86
2.4.4.1	DESCRIPCION GENERAL.....	86
2.4.4.2	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	89
2.4.4.3	VENTAJAS Y DESVENTAJAS.....	93
2.4	PARAMETROS DE DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	94
2.5.1	ESTABILIDAD.....	98
2.5.1.1	ESTABILIDAD EXTERNA.....	102
2.5.1.2	ESTABILIDAD INTERNA.....	112
2.5.2	EMPUJE DE TIERRA.....	116
2.5.2.1	EMPUJE ACTIVO.....	117
2.5.2.2	EMPUJE PASIVO.....	118
2.5.2.3	EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO.....	119
2.6	APLICACIÓN DE LAS TEORIAS DE LA PRESION LATERAL DE TIERRA AL DISEÑO.....	120
2.6.1	TEORIA DE RANKINE.....	120
2.6.2	TEORIA DE COULUMB.....	128
2.7	COSTOS.....	142
2.7.1	GENERALIDADES.....	142
2.7.2	CARACTERISTICAS DE LOS COSTOS.....	143
2.7.3	CLASIFICACION DE LOS COSTOS.....	144
2.7.4	COSTOS DE UNA OBRA.....	145
2.7.5	PRESUPUESTO.....	145



### CAPÍTULO III:

#### 3 MATERIALES Y METODOS

3.1 MATERIAL.....	147
3.1.1 POBLACION MUESTRAL.....	147
3.2 METODO DE INVESTIGACION.....	147
3.2.1 DISEÑO DE INVESTIGACION.....	148
3.2.2 INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS.....	148
3.2.2.1 OBSERVACION.....	148
3.2.2.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO.....	149
3.2.2.3 ENSAYO DE SUELOS.....	150
3.2.3 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION.....	151
3.2.3.1 AUTOCAD 2014.....	151
3.2.3.2 DISEÑO DE MURO.....	152
3.2.3.3 COSTOS.....	153
3.2.3.4 CRONOGRAMA.....	156

### CAPÍTULO IV:

#### 4 RESULTADOS Y DISCUSION

4.1 EVALUACION Y DETERMINACION DE FACTORES TECNICO- ECONOMICO DE CADA ALTERNATIVA DE CONTENCIÓN ANALIZADA.....	157
4.1.1 ANALISIS TECNICO.....	157



4.1.2 ANALISIS ECONOMICO.....	159
4.1.2.1 COMPARACION DE COSTOS TOTALES.....	160
4.1.2.2 COMPARACION DE LOS COSOS DE LA MANO DE OBRA.....	161
4.1.2.3 COMPARACION DEL COSTO DE LOS MATERIALES..	162
4.1.2.4 COMPARACION DEL COSTO DE LOS EQUIPOS.....	163
4.2 DISCUSION.....	164

## CAPÍTULO V

### V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES.....	165
5.2 RECOMENDACIONES.....	166

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	168
---------------------------------	-----

## CAPÍTULO VII:

### IV. ANEXOS

- ANEXO 01: MEMORIA DE CALCULO
- ANEXO 02: PANEL FOTOGRAFICO
- ANEXO 03: ENSAYOS DE SUELO
- ANEXO 04: PRESUPUESTO
- ANEXO 05: COSTOS UNITARIOS
- ANEXO 06: PLANOS
- ANEXO 07: CRONOGRAMA



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**

**“ALTERNATIVAS DE CONTENCIÓN EN LAS MZ D1 Y E1 DEL SECTOR ARICA, DISTRITO DE COISHCO – SANTA – ANCASH”**

---



## INDICE DE FIGURAS

FIGURA N° 1 ... DISEÑO DE ESTUDIO .....	6
FIGURA N° 2 ... REPRESENTACION DEL SUELO .....	14
FIGURA N° 3 ... ESTATIGRAFIA DE UN SONDEO .....	14
FIGURA N° 4 ... ESTRUCTURA DEL SUELO.....	19
FIGURA N° 5 ... NOMENCLATURA DE TALUDES Y LADERAS .....	24
FIGURA N° 6 ... DESLIZAMIENTO DE TIERRA.....	28
FIGURA N° 7 ... DESPRENDIMIENTO DE ROCA.....	28
FIGURA N° 8 ... DERRUMBE DE TIERRA.....	29
FIGURA N° 9 ... FALLA DE UN TALUD .....	31
FIGURA N° 10 ... ACCIONES EN UNA ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN .....	36
FIGURA N° 11 ... MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD .....	37
FIGURA N° 12 ... TIPOLOGÍAS DE MUROS SEGÚN SU FUNCIONALIDAD: (A) DE SOSTENIMIENTO; (B) DE CONTENCIÓN; (C) DE REVESTIMIENTO .....	37
FIGURA N° 13 ... TIPOS DE UNIDADES DE GAVIONES .....	45
FIGURA N° 14 ... ELEMENTOS CONSTITUYENTES DE LOS GAVIONES TIPO SACO .....	46
FIGURA N° 15 ... MURO INTEGRAL DE GAVIONES .....	47
FIGURA N° 16 ... MURO INCLINADO.....	7
FIGURA N° 17 ... TRABAJOS PRELIMINARES: PREPARACIÓN DEL TERRENO .....	49
FIGURA N° 18 ... TRABAJOS PRELIMINARES: EXCAVACION DEL TERRENO .....	49
FIGURA N° 19 ... PREPARACIÓN DEL TERRENO .....	50
FIGURA N° 20 ... CARA FRONTAL DE UN GAVIÓN .....	51
FIGURA N° 21 ... ARMADO DE UN GAVIÓN .....	51
FIGURA N° 22 ... COLOCACIÓN DEL MATERIAL DE RELLENO DENTRO DEL GAVIÓN .....	53
FIGURA N° 23 ... COLOCACIÓN DEL FILTRO DE GEOTEXTIL.....	54
FIGURA N° 24 ... ELEMENTOS PRINCIPALES DEL MURO DE TIERRA ARMADA .....	59



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

“ALTERNATIVAS DE CONTENCIÓN EN LAS MZ D1 Y E1 DEL SECTOR ARICA, DISTRITO DE COISHCO – SANTA – ANCASH”

FIGURA N° 25 ... PLACAS O ESCAMAS DEL MURO DE TIERRA ARMADA .....	60
FIGURA N° 26 .. REFUERZO CONSIDERADO INEXTENSIBLE .....	61
FIGURA N° 27 ... REFUERZO SINTETICO TIPO MALLA Y TIPO BARRA .....	62
FIGURA N° 28 ... ELEMENTOS PARA EL DISEÑO DE MURO DE TIERRA ARMADA .....	64
FIGURA N° 29 ... GEOMETRÍA DE UN MURO DE TIERRA ARMADA .....	68
FIGURA N° 30 ... ANÁLISIS DE DISEÑO DE MURO DE TIERRA ARMADA.....	68
FIGURA N° 31 ... COLOCACIÓN DE LA SOLERA .....	72
FIGURA N° 32 ... MONTAJE DE PLACA 1 Y 2.....	73
FIGURA N° 33 ... APLOMADO DE PLACAS.....	73
FIGURA N° 34 ... APUNTALAMIENTO .....	73
FIGURA N° 35 ... VERIFICACION DE HORIZONTALIDAD .....	74
FIGURA N° 36 ... COLOCACIÓN DE LA PRIMERA FILA DE ESCAMAS.....	74
FIGURA N° 37 ... EXTENDIDO DE LAS TIRAS METÁLICAS .....	73
FIGURA N° 38 ... EXTENDIDO DEL MATERIAL DE RELLENO .....	77
FIGURA N° 39 ... COLOCACIÓN DE LA SEGUNDA FILA DE ESCAMAS .....	78
FIGURA N° 40 ... TIPOS DE MUROS DE GRAVEDAD .....	82
FIGURA N° 41 ... DIMENSIONES TENTATIVAS PARA DISEÑO DE MUROS A GRAVEDAD.....	83
FIGURA N° 42 ... PRE DIMENSIONAMIENTO DE MURO EN VOLADIZO .....	88
FIGURA N° 43 ... FUERZAS ACTUANTES EN UNA PARTICULA DE SUELO .....	96
FIGURA N° 44 ... ROTACIÓN DEL MURO DE CONTENCIÓN, Y/H .....	100
FIGURA N° 45 ... COMPROBACIÓN DE LA ESTABILIDAD EXTERNA DE MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS.....	103
FIGURA N° 46 ... UBICACIÓN DE LOS EMPUJES EN EL TRASDÓS DE MUROS: (A) MUROS DE GRAVEDAD; (B) MUROS EN VOLADIZO; (C) MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA.....	104
FIGURA N° 47 ... ESQUEMA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA ESTABILIDAD AL VUELCO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE TIERRAS .....	108



FIGURA N° 48	REFUERZOS INEXTENSIBLES.....	113
FIGURA N° 49	TENSIONES QUE SE DESARROLLAN EN LAS ARMADURAS DE REFUERZOS EN MUROS DE TIERRA ARMADA .....	114
FIGURA N° 50	EMPUJE ACTIVO .....	118
FIGURA N° 51	EMPUJE PASIVO.....	119
FIGURA N° 52	EMPUJE DE TIERRA EN REPOSO .....	119
FIGURA N° 53	DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN LATERAL.....	122
FIGURA N° 54	DISTRIBUCION DE “ $\sigma_h$ ” EN EL ESTADO ACTIVO Y PASIVO .....	126
FIGURA N° 55	EMPUJE ACTIVO DE COULUMB.....	129
FIGURA N° 56	PRESION PASIVA DE COULUMB .....	133
FIGURA N° 57	MUROS DE CONTENCIÓN, PLANOS DE EMPUJE .....	135
FIGURA N° 58	FUERZAS ESTABILIZANTES Y DESESTABILIZANTES EN LOS MUROS DE CONTENCIÓN .....	138
FIGURA N° 59	FUERZAS ESTABILIZANTES Y DESESTABILIZANTES EN LOS MUROS DE CONTENCIÓN, PARA UNA SECCIÓN INTERMEDIA .....	140
FIGURA N° 60	SOFTWARE ATOCAD 2D .....	151
FIGURA N° 61	SOFTWARE PRESUPUESTO S10 – ANÁLISIS DE COSTOS DE MURO DE GAVIÓN ..	152
FIGURA N° 62	SOFTWARE PRESUPUESTO S10-ANÁLISIS DE COSTOS DE TIERRA ARMADA.....	154
FIGURA N° 63	SOFTWARE PRESUPUESTO S10-ANÁLISIS DE COSTOS MURO DE GRAVEDAD ...	154
FIGURA N° 64	SOFTWARE PRESUPUESTO S10-ANÁLISIS DE COSTOS MURO DE VOLADIZO ....	155
FIGURA N° 65	SOFTWARE MICROSOFT PROJECT-CRONOGRAMA DE AVANCE .....	156
FIGURA N° 66	CUANTIFICACIÓN DE COSTOS TOTALES-COMPARACIÓN ECONÓMICA .....	160
FIGURA N° 67	CUANTIFICACIÓN DE COSTOS TOTALES-COMPARACIÓN DE MANO DE OBRA .	161
FIGURA N° 68	CUANTIFICACIÓN DE COSTOS TOTALES-COMPARACIÓN DE COSTOS DE MATERIALES .....	163
FIGURA N° 69	CUANTIFICACIÓN DE COSTOS TOTALES-COMPARACIÓN COSTOS DE EQUIPO .....	163





## INDICE DE TABLAS

TABLA N° 1 ... VALORES CARACTERISTICOS DE SOLIDOS DE VARIOS SUELOS .....	15
TABLA N° 2 ... COMPOSICION GRANULOMETRICA DE LOS SUELOS .....	18
TABLA N° 3 ... CLASIFICACION DE LOS SUELOS .....	19
TABLA N° 4 ... FACTORES DE SEGURIDAD .....	31
TABLA N° 5 ... ALAMBRE GALVANIZADO .....	42
TABLA N° 6 ... VALORES DE $\phi$ Y $\gamma$ PARA DISTINTOS TIPOS DE SUELOS.....	97
TABLA N° 7 ... VALORES MAXIMOS DEL ANGULO DE ROZAMIENTO ROZAMIENTO $\delta$ EN FUNCIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL RELLENO $\phi'$ .....	107
<b>¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.</b> TABLA N° 8 ...FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA .....	111
TABLA N° 9 ... VARIACION DEL $K_A$ DE RANKINE.....	123
TABLA N° 10 ... VARIACION DEL $K_p$ DE RANKINE.....	125
TABLA N° 11 ... COEFICIENTE “ $K_a$ ” DE PRESIÓN ACTIVA .....	127
TABLA N° 12 ... COEFICIENTE “ $K_p$ ” DE PRESIÓN ACTIVA.....	127
TABLA N° 13 ... VALORES DE $K_a$ , PARA $\theta = 0^\circ$ , $\alpha = 0^\circ$ .....	132
TABLA N° 14 ... VALORES DE $K_A$ PARA $\delta = \frac{2}{3} \phi$ .....	132
TABLA N° 15 ... VALORES DE $K_p$ PARA $\theta = 0^\circ$ Y PARA $\alpha = 0^\circ$ .....	135
TABLA N° 16... COMPARACION DE FACTORES DE SEGURIDAD .....	159
TABLA N° 17... COMPARACION DE COSTOS TOTALES .....	160
TABLA N° 18... COMPARACION DE COSTOS DE MANO DE OBRA .....	161
TABLA N° 19 ... COMPARACION DE COSTOS DE LOS MATERIALES .....	162
TABLA N° 20 ... COMPARACION DE COSTOS DE EQUIPO .....	163



**INDICE DE CUADROS**

<i>CUADRO N° 1 ... CLASIFICACION DE TALUDES.....</i>	<i>26</i>
<i>CUADRO N° 2 ... ESFUERZOS ACTUANTES EN TALUDES.....</i>	<i>30</i>
<i>CUADRO N° 3 ... METODOS CORRECTIVOS PARA LA ESTABILIZACION DE TALUDES.....</i>	<i>35</i>
<i>CUADRO N° 4 ... CUADRO COMPARATIVO DE VENTAJAS Y DESVENTAJAS.....</i>	<i>156</i>



## *RESUMEN*

En las Mz D1 y E1 del Sector Arica del Distrito de Coishco no cuentan con estructuras de protección adecuadas para contener los posibles deslizamientos de taludes inestables, a la vez no cuentan con estudios adecuados que puedan mejorar dicha inestabilidad, la cual representa un peligro inminente para las viviendas y habitantes de esa zona. Por lo que es necesario contar con información y realizar un proyecto de investigación, para proponer alternativas de contención, para los taludes y seleccionar la alternativa que cumpla con una función óptima - económica y comfortable para dicho fin.

Es así que como primera acción se ha realizado el levantamiento topográfico, que permite identificar el área de influencia directa del Sector y tener una visión más clara de las condiciones actuales en las que se encuentra el terreno, también se realizó estudios geotécnicos con la finalidad de clasificar los tipos de suelos existentes, determinando sus propiedades físicas y químicas.

Posteriormente se procedió a la búsqueda de bibliografía de antecedentes generales relacionados con las distintas formas de alternativas de contención existentes en el mundo, para lograr hacer un análisis comparativo y comprender cuál sería la estructura de contención recomendable para este determinado lugar.

Se ha tomado en cuenta que la intervención humana, sobre el entorno natural, el cual provoca cambios que muchas veces se traducen en un deterioro ambiental y modificaciones del relieve, lo que mayormente ha conllevado al desarrollo de acciones destinadas a minimizar el impacto negativo provocado en las zonas afectadas para tal situación existen diferentes tipos de muro de contención las cuales son utilizadas para estabilizar y contener los terrenos alterados, cuyas capas superficiales



pueden presentar fallas o erosiones debido a diversos agentes como el clima, la geología, etc.

La geografía sumada a los cambios que conlleva la expansión territorial en el medio natural, los que incluyen fuertes alteraciones del relieve, hacen necesaria la implementación de diferentes sistemas de estabilización de taludes, que impidan el desprendimiento del suelo y roca.

## *ABSTRACT*

In the D1 and E1 Sector Arica District Coishco Mz do not have adequate protective structures to contain possible landslides of unstable slopes, while without adequate studies that can improve this instability, which represents an imminent danger to housing and residents of the area. So it is necessary to have information and conduct a research project, to propose alternatives to containment, for slopes and select the alternative that meets optimal function - economical and comfortable for that purpose.

So as a first action has been carried out the survey, which identifies the area of direct influence of the sector and have a clearer view of current conditions found in the field, geotechnical studies were also conducted with the aim of classify the types of soils, determining their physical and chemical properties.

Then we proceeded to search bibliography of general background related to various forms of alternative containment existing in the world to achieve a comparative analysis and understand what containment structure recommended for this particular location would be.

It has taken into account that human intervention on the natural environment, which causes changes that often translate into an environmental and modifications of the relief deterioration, which has largely led to the development of measures to minimize the negative impact caused by affected areas for such a situation there s different types of retaining wall which are used to stabilize and contain the disturbed land,



whose surface layers may be erratic or erosions due to various agents such as climate, geology, etc.

Geography combined with the changes involved territorial expansion in the natural environment, including alterations strong relief, require the implementation of different slope stabilization systems, which prevent the loosening of soil and rock.



## *INTRODUCCION*

Con la finalidad de analizar y proyectar soluciones destinadas a controlar las adversas consecuencias que provocan las fuertes e imprevistas remociones de tierra, se llevó a cabo el presente trabajo de tesis, orientado al análisis comparativo y diseño de muros de contención.

Nuestro país, es susceptible de sufrir este tipo de problemas debido entre otros factores a la topografía, sismicidad y lluvias. Por ello es fundamental resaltar que los fenómenos de remoción de tierras conforman un evento potencialmente catastrófico, si se ocasionan en lugares cercanos a áreas urbanas, por lo cual la condición de la zona en estudio es de alta vulnerabilidad y requiere de una solución rápida y eficiente.

Para lo cual se realizó en primer término investigaciones bibliográficas de los antecedentes generales concernientes con las distintas alternativas de contención; así también los estudios de mecánica de suelos y levantamientos topográficos respectivos

Posteriormente ya con los datos establecidos por los estudios anteriormente mencionados, se realizó el diseño de cada uno de los muros de contención, luego se realizó el análisis de costos unitarios para cada alternativa de contención, así mismo se procedió a la comparación de costos totales, costo de mano de obra y materiales de cada alternativa de contención.

Del análisis realizado se puede concluir que el sistema de muro por gravedad es el que menor costo presenta, y que existen ventajas y desventajas para cada alternativa de contención presentada en esta investigación, las cuales tienen una referencia muy importante para la elección de una alternativa en los distintos proyectos.



## **I. ASPECTOS GENERALES**

### **1.1 ASPECTOS INFORMATIVOS**

#### **1.1.1 TÍTULO:**

**“ALTERNATIVAS DE CONTENCIÓN EN LAS MZ D1 Y E1 DEL  
SECTOR ARICA, DISTRITO DE COISHCO – SANTA – ANCASH”**

#### **1.1.2 PERSONAL INVESTIGADOR**

Bach. ARROYO QUILICHE ZOILA ISABEL

Bach. CAPUÑAY BAUTISTA SOFIA MARILYN

#### **1.1.3 TIPO DE INVESTIGACIÓN**

Aplicada, y se enmarca dentro de un diseño experimental.

#### **1.1.4 LOCALIDAD DONDE SE DESARROLLA EL PROYECTO**

Región : Ancash

Departamento : Ancash

Provincia : Del Santa

Distrito : Nuevo Chimbote

## **1.2 PLAN DE INVESTIGACIÓN**

### **1.2.1 ANTECEDENTES**

En el ámbito de la construcción de obras civiles alrededor del mundo, los ingenieros civiles, en el día a día se han encontrado con una serie de problemas relacionados con la inestabilidad de tierras, es por ello que se ha hecho muy frecuente el uso de



estructuras de contención para dar solución a este tipo de problemas.

Nuestro país es muy susceptible de sufrir fenómenos de remoción de tierras, debido a los factores topográficos, sísmicos y meteorológicos, el cual constituye un evento potencialmente catastrófico, si se producen de gran magnitud y en lugares cercanos a áreas urbanas. Ante tales circunstancias, existe la necesidad de proyectar y construir, en zonas que se encuentre vulnerables a peligros de deslizamientos, estas estructuras de contención, que permitirán corregir y evitar consecuencias catastróficas.

Es por ello que para mejorar la estabilidad del suelo alrededor de las Mz D1 y E1 del Distrito de Coishco, se propone brindar alternativas de solución, con el fin de evitar deslizamientos de suelos, ya que en aquella zona, es alta la vulnerabilidad de remoción de tierras, la cual requiere una solución rápida y eficiente. Este proyecto presenta el análisis de cuatro alternativas de contención : gavión, tierra armada ,gravedad y voladizo ,las cuales presentara el análisis de sus características positivas y negativas, con la finalidad de determinar cuál sería la estructura de contención más factible desde el punto de vista técnico y económico, alrededor de las Mz D1 y E1 del Sector Arica.





## 1.2.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Uno de los problemas de las Mz D1 y E1 del sector Arica, está referido a la inestabilidad de taludes en sus vías de acceso, a lo que se suma el desconocimiento de alturas críticas, cortes y excavaciones (naturales y artificiales).

Este problema se presenta como consecuencia de la construcción de viviendas en las Laderas de los Cerros como es el caso de las Mz D1 y E1 del sector Arica, y los moradores al acceder a sus viviendas causan derrumbes y caídas de piedras.

De acuerdo a lo mencionado al párrafo anterior, se realizará un trabajo de investigación que cuente con alternativas de solución para la estabilización de taludes, demostrando sus principales características de aplicación, así como el análisis para elegir **¿cuál de las alternativas de contención es la adecuada si se ejecutara en el Sector Arica?**; para el análisis se contará con el estudio de suelos y la topografía de la zona a investigar.

## 1.2.3 IMPORTANCIA

La presente investigación se basa en el análisis y comparación de alternativas de contención, orientado a encontrar la estructura de contención adecuada técnica y económicamente factible; que logrará prevenir la inestabilidad de taludes en la zona de deslizamiento, controlando las adversas consecuencias que



provocan las fuertes e imprevistas remociones de tierra, con la cual se estaría mejorando la calidad de vida de la población.

## **1.2.4 OBJETIVOS**

### **1.2.4.1 OBJETIVO GENERAL**

- Analizar las alternativas para la estabilización de taludes de las Mz D1 y E1 en la zona del sector Arica del distrito de Coishco, y proponer la alternativa de contención óptima – económica – comfortable. (voladizo, gravedad, tierra armada y gaviones)

### **1.2.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Diseñar y analizar como alternativas: muros de Gaviones, Muro de Gravedad, Muro de tierra armada y Muro de Voladizo.
- Realizar una comparación Técnica \_ económica de los diversos muros a analizarse para dar solución a la inestabilidad del talud, en el Sector Arica del Distrito de Coishco.



### 1.2.5 HIPÓTESIS

La alternativa de contención de muro en voladizo es la estructura técnica y económicamente más conveniente a construir en el Sector Arica en las MZ D1 Y E1.

### 1.2.6 VARIABLES

#### VARIABLE INDEPENDIENTE:

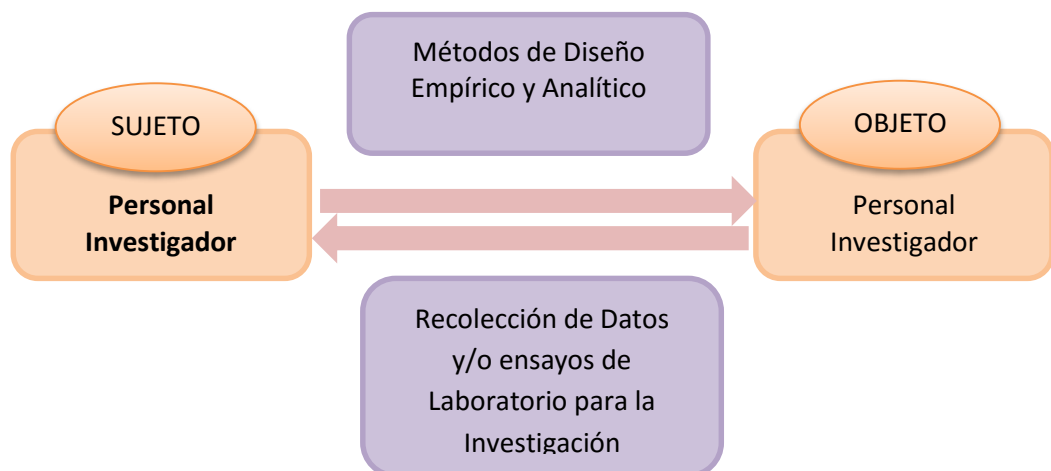
Condiciones geotécnicas, económicas y procesos constructivos en la construcción.

#### VARIABLE DEPENDIENTE:

Las diferentes alternativas de contención en Las Mz D1 Y E1 Del Sector Arica del Distrito de Coishco.

### 1.2.7 DISEÑO DEL ESTUDIO

Diseño Experimental, Esquema.



**Figura N° 1: DISEÑO DE ESTUDIO**  
Fuente: Elaboración propia



## 1.2.8 ESTRATEGIA DE TRABAJO

El desarrollo de la investigación se realizó de la siguiente manera:

- La Consulta bibliográfica a través de libros y consulta en internet, nos permitió identificar los sistemas de estabilización de taludes existentes, con el fin de establecer características de cada estructura de contención analizada.
- Finalmente se realizó comparaciones técnico - económicas para la ejecución de este tipo de obras.

### A) METODO DE ESTUDIO

Se utilizó el método inductivo, ya que se realizó una investigación bibliográfica de los diferentes sistemas de contención, que existen para estabilizar un talud inestable, procediéndose a analizar cada estructura con el fin de determinar la cuantificación de los costos de cada estructura.

### B) POBLACION MUESTRAL

Se evaluó los aspectos estructurales y económicos de cada estructura de contención (gavión, tierra armada, gravedad y voladizo) para el Sector Arica, Distrito de Coishco – Santa – Ancash.

La zona de estudio se encuentra ubicada en el sector Arica, está conformada por 40 lotes los cuales se encuentran en el entorno. Las familias de dicha zona tienen un promedio de 6 habitantes por lote. La mayoría de los pobladores de la asociación son propietarios de las viviendas, cuyo material de construcción



preponderante es el material de adobe. Los pobladores cuentan en su totalidad con electrificación, agua y desagüe. En la actualidad el principal problema que presenta dicha población está referido a la inadecuada estabilidad del talud y el acceso inadecuado para los peatones.



## **II. MARCO TEORICO**

### **2.1 GENERALIDADES**

#### **2.1.1 EL SUELO Y SU ORIGEN**

El Suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre ,de material que proviene de la desintegración y/o alteración, física y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan; cuando el efecto alterativo de las rocas se lleva a cabo por medio físico, la constitución mineralógica del suelo es la misma composición, los agentes físicos que producen esta desintegración son el sol, agua, viento y glaciares ;y cuando se produce una descomposición química la constitución mineralógica del suelo es diferente a la roca madre, entre los agentes químicos podemos mencionar como principales la oxidación, la carbonatación y la hidratación.

##### **2.1.1.1 PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS**

Los suelos se dividen en dos amplios grupos: suelos cuyo origen se debe a la descomposición física y/o química de las rocas, o sea los suelos inorgánicos y suelos cuyo origen es principalmente orgánico.

Si en los suelos inorgánicos el producto del intemperismo de las rocas permanece en el sitio donde se formó, da origen a un suelo residual en caso contrario forman un suelo transportado.



A continuación se describen los suelos más comunes con los nombres generalmente utilizados por el ingeniero civil para su identificación:

➤ **Gravas**

Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y que tienen más de dos milímetros de diámetro. Dado el origen, cuando son acarreadas por las aguas sufren desgaste en sus aristas y son por lo tanto redondeadas, la forma de las partículas de las gravas y su relativa frecuencia mineralógica dependen de la historia de su formación, encontrándose variaciones desde elementos rodados a los poliédricos.

➤ **Arenas**

La arena es el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 2 mm y 0.05 mm de diámetro. Las arenas y gravas suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. La arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla. Las arenas estando limpias no se contraen al secarse, no son plásticas y se comprimen casi de manera instantánea.



➤ **Limos**

Son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras, o limo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos, siendo en este último caso de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido entre 0.05 mm y 0.002 mm. Los limos de no encontrarse en esta denso a menudo son considerados como suelos pobres para cimentar. Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas.

➤ **Arcillas**

Se da el nombre de arcillas a las partículas sólidas con diámetro menor de 0.002 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en no pocas ocasiones contiene también silicatos de hierro o magnesio hidratados, la estructura de estos minerales es generalmente cristalina y complicada y sus átomos están dispuestos en forma laminar. De acuerdo con su arreglo reticular los minerales de arcilla se pueden clasificar en tres grupos básicos, que son:





- a. El caolinítico
- b. El montmorilonítico
- c. El ilítico

Todas las arcillas son plásticas, se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles una carga en su superficie se comprimen lentamente.

Además de los clásicos suelos indicados con anterioridad se encuentran en la naturaleza ciertos suelos especiales que a continuación se indican:

- **Caliche**

El término caliche se aplica a ciertos estratos de suelo cuyos granos se encuentran cementados por carbonatos calcáreos, para su formación es necesario un clima semiárido.

- **Loess**

Son sedimentos eólicos uniformes y cohesivos, esa cohesión que poseen es debida a un cementante del tipo calcáreo y cuyo color es generalmente castaño claro, su diámetro está comprendido entre 0.01 mm y 0.05 mm los loess se distinguen porque presentan agujeros verticales que han sido dejados por raíces extinguidas.

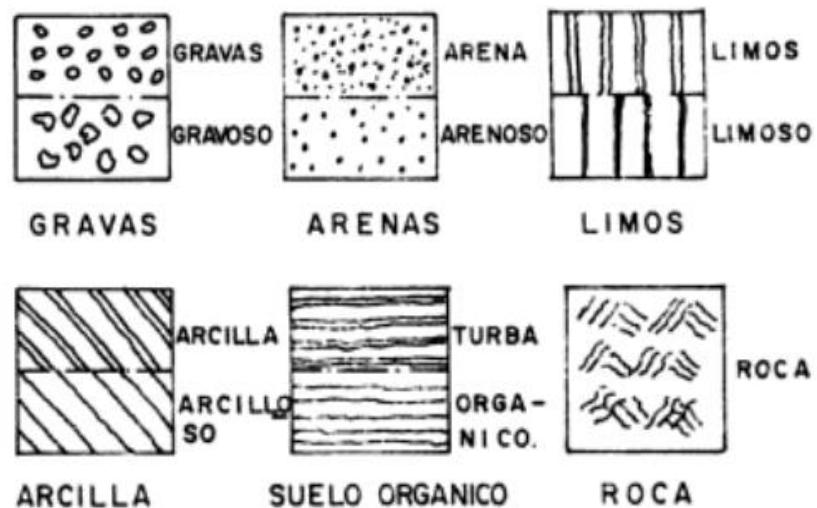
- **Diatomita**

Son depósitos de polvos silíceos, generalmente de color blanco, compuesto total o parcialmente por residuos de diatomeas (algas unicelulares de origen marino o agua dulce).

### 2.1.1.2 SUELOS COHESIVOS Y SUELOS NO COHESIVOS

Una característica que hace muy distintivos a diferentes tipos de suelos es la cohesión; debido a ella los suelos se clasifican en “cohesivos” y “no cohesivos” . los suelos cohesivos son los que poseen cohesión es decir, la propiedad de atracción intermolecular como las arcillas. Los suelos no cohesivos son los formados por partículas de roca sin ninguna cementación como la arena y la grava.

En la figura N°2 ,se presentan algunos símbolos empleados para representar a los suelos:

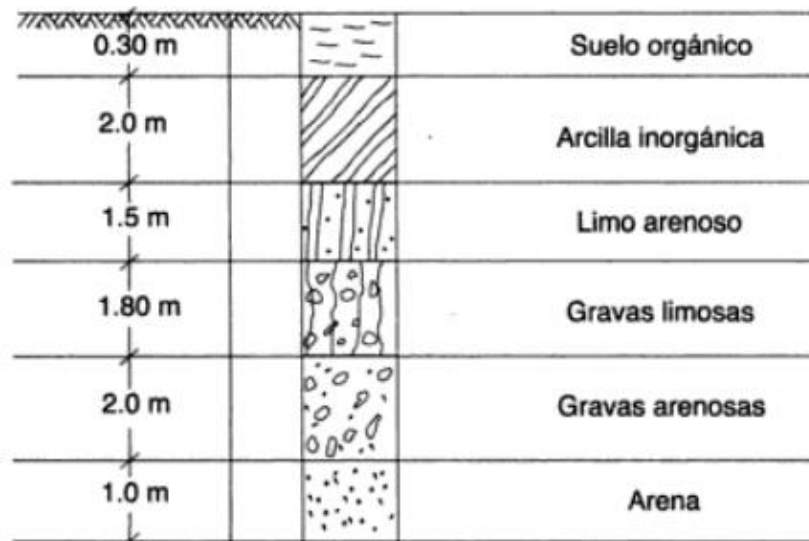


Con los símbolos anteriores se pueden hacer combinaciones:

como:



*Figura N° 2: REPRESENTACION DEL SUELO*  
 Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones (Crespo,2004)



*Figura N° 3: ESTATIGRAFIA DE UN SONDEO*  
 Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones (Crespo,2004)

### 2.1.1.3 PROPIEDADES FISICAS DEL SUELO

Mediante su interpretación se puede predecir el futuro comportamiento de un terreno bajo cargas, cuando dicho terreno presente diferentes contenidos de humedad; estas características se explican a continuación:



### A. Peso volumétrico( $\gamma$ )

Es el peso de dicho suelo contenido en la unidad de volumen, se expresa en  $\text{kg}/\text{cm}^3$ .

### B. Densidad

La densidad se define como el peso que tiene dicho material, por unidad de volumen. en el suelo por ser este un cuerpo poroso, se presentan dos situaciones diferentes con respecto a la densidad:

*Tabla N° 1: VALORES CARACTERISTICOS DE SOLIDOS DE VARIOS SUELOS*

Tipo de suelo	Densidad de solidos
Grava	2.65
Arena media a gruesa	2.65
Arena fina limosa	2.65
Loess, polvo de roca y limo-arenoso	2.67
Arena arcillosa	2.65
Limo arenoso	2.66
Limo	2.67 – 2.70
Limo arcilloso	2.68
Arena-Limo-arcilla	2.69
Limo arcilla	2.71
Arcilla arenosa	2.70
Arcilla limosa	2.75
Arcilla	2.72 – 2.80
Limo con materia orgánica	2.30
Arcilla aluvial orgánica	2.13 – 2.60
Turba	1.50 – 2.15

*Fuente: libro de Geotecnia*



*La densidad real* es el peso de las partículas sólidas del suelo, relacionado con el volumen que ocupan, sin tener en cuenta su organización en el suelo. El método más recomendado para medir la densidad real del suelo es el del picnómetro.

*La densidad aparente* es la masa de un cuerpo contenida en la unidad de volumen, incluyendo sus vacíos, es de importancia porque nos ayuda a encontrar el estimador de la compactación del suelo y muestra el grado de deterioro del suelo. La densidad aparente se puede calcular mediante el método del cilindro biseleado y la cajuela

La densidad húmeda y la densidad seca de los suelos son valores importantes para los ingenieros geotécnicos al momento de determinar los esfuerzos ante sobrecarga. El valor de la densidad también puede ayudar a evaluar la resistencia y sensibilidad del suelo.

### **C. porosidad**

La porosidad se expresa como el porcentaje del volumen del suelo ocupado por poros. La porosidad total se determina directamente, en muestras de suelo imperturbadas, es decir tal como están en el campo, sin ninguna deformación que altere la ubicación de las partículas sólidas y por lo tanto los espacios que deja entre ellas.

Un suelo ideal debe tener 50% de porosidad, con 1/3 de poros grandes y 2/3 de poros medianos.



#### **D. Granulometría**

Se refiere a las proporciones relativas en que se encuentran las diferentes partículas minerales del suelo (grava, arena, limo y arcilla) expresada con base al peso seco del suelo (en %) después de la destrucción de los agregados. La granulometría estudia la distribución de las partículas que conforman un suelo según su tamaño, lo cual ofrece un criterio obvio para una clasificación descriptiva. La variedad del tamaño de las partículas casi es ilimitada.



**Tabla N° 2 :COMPOSICION GRANULOMETRICA DE LOS SUELOS**

<b>MALLA</b>	<b>PESO RETENIDO PARCIAL (G)</b>	<b>% RETENIDO PARCIAL</b>	<b>%RETENIDO ACUMULATIVO</b>	<b>% QUE PASA LA MALLA</b>
3" (76.2 mm)				
2" (50.8 mm)				
1 1/2" (38.1 mm)	1960	11	11	89
1" (25.4 mm)	2320	12	23	77
3/4" (19.1 mm)	2310	12	35	65
3/8" (9.52 mm)	3700	20	55	45
4 (4.76 mm)	1850	10	65	35
Pasa N° 4	6575	35	100	
SUMA	18715	100		

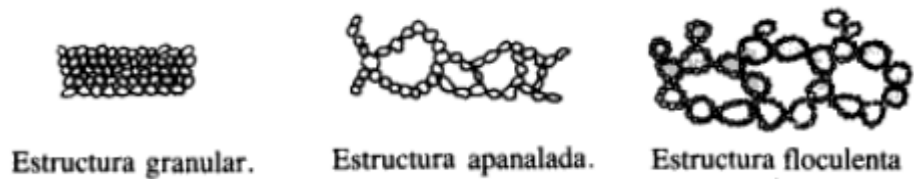
  

<b>DETERMINACION DE LA COMPOSICION GRANULOMETRICA DEL MATERIAL TAMIZADO POR LA MALLA N° 4 (POR LAVADO)</b>				
<b>MALLA</b>	<b>PESO RETENIDO PARCIAL (G)</b>	<b>% RETENIDO PARCIAL</b>	<b>%RETENIDO ACUMULATIVO</b>	<b>% QUE PASA LA MALLA</b>
10 (2.00 mm)	31.5	6	71	29
20 (0.84 mm)	26.6	5	76	24
40 (0.42 mm)	28.8	5	81	19
60 (0.25 mm)	22	4	85	15
100 (0.149 mm)	24.7	4	89	11
200 (0.074 mm)	18	3	92	8
PASA N° 200	48.4	8	100	0
SUMA	200	35		

*Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones (Crespo,2004)*

## E. Estructura

La estructura es la distribución y orden de las partes de un cuerpo, para el estudio de suelo se distinguen tres tipos de estructuras: granular, apanalada y floculenta.



*Figura N° 4: ESTRUCTURA DEL SUELO*

*Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones (Crespo,2004)*

*Tabla N° 3 : CLASIFICACION DE LOS SUELOS*

Tipo de Suelo	BRITANICO ∅ (mm)	AASHTO ∅ (mm)	ASTM ∅ (mm)	SUCS ∅ (mm)
Grava	60 - 2	75 - 2	> 2	75 – 4,75
Arena	2 – 0,06	2 – 0,05	2 – 0,075	4,75 – 0,075
Limo	0,06 – 0,002	0,05- 0,002	0,075 – 0,005	< 0,075 finos
Arcilla	< 0,002	< 0,002	< 0,005	

*Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones (Crespo,2004)*





#### **2.1.1.4 PROPIEDADES MECANICAS DEL SUELO**

Las características mecánicas de los suelo tienen como fin definir el comportamiento de estos frente a las sollicitaciones externas. Este estudio puede abordarse según varios métodos:

##### **A. Características de rotura**

Consiste en determinar, directamente o en muestra, las leyes que regulan la rotura de un suelo, es decir, el momento en que los corrimientos, ya apreciables, causados por las acciones externas, crecen sin que aumenten estas acciones.

Se pueden utilizar ensayos de corte o ensayos de compresión.

Los métodos de cálculo que resultan de ellos están confirmados por la experiencia, ya que han servido para estudiar la mayor parte de las obras que nos rodean.

Consisten, por lo tanto, en estudiar las condiciones de rotura en las proximidades de la obra considerada, y en estimar de cualquier forma la seguridad que se desea garantizar en servicio normal. Su inconveniente radica en que no permite conocer los corrimientos del suelo o de la obra, en servicio normal.



## **B. Comportamiento Seudoelástico de los suelos**

En un campo limitado, que debe ser el de las solicitaciones corrientes, los suelos se comportan aproximadamente proporcionales a las solicitaciones. Esta propiedad se utiliza en diferentes aplicaciones, por ejemplo en el estudio de asientos.

## **C. Características presiométrias**

Este método, actualmente aun poco utilizado, consiste en determinar in situ la ley que une la deformación de un suelo a la presión ejercida por un dispositivo de medida, y en deducir de ella, por correlación, el comportamiento del suelo cuando es sometido a carga.

Estas características, llamadas características presiométricas por MENARD, que ha desarrollado especialmente estos métodos, están principalmente influidas por la compacidad y la compactación natural de los suelos.

## **D. Capacidad portante**

La capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Por tanto la capacidad portante admisible



debe estar basada en uno de los siguientes criterios funcionales:

- Si la función del terreno de cimentación es soportar una determinada tensión independientemente de la deformación, la capacidad portante se denominará carga de hundimiento.
- Si lo que se busca es un equilibrio entre la tensión aplicada al terreno y la deformación sufrida por éste, deberá calcularse la capacidad portante a partir de criterios de asiento admisible.

De manera análoga, la expresión **capacidad portante** se utiliza en las demás ramas de la ingeniería para referir a la capacidad de una estructura para soportar las cargas aplicadas sobre la misma.

### **E. Resistencia al corte**

La resistencia al corte de un suelo determina factores tales como la estabilidad de un talud, la capacidad de carga admisible para una cimentación y el empuje de un suelo contra un muro de contención. El conocimiento de la resistencia al corte es requisito indispensable para cualquier análisis relacionado con la estabilidad de una masa de suelo.

#### Ecuación de falla de Coulomb

En 1776 Coulomb observó que si el empuje que produce un suelo contra un muro de contención produce un ligero



movimiento del muro, en el suelo que está retenido se forma un plano de deslizamiento esencialmente recto. La resistencia al corte de un suelo debe ser el resultado únicamente de la resistencia de fricción que se produce en los puntos de contacto entre partículas; la magnitud de esta depende solo de la magnitud de los esfuerzos efectivos que soporta el esqueleto de suelo. Por tanto cuanto más sea el esfuerzo efectivo normal a un plano de falla potencial, mayor será la resistencia al corte en dicho plano. Entonces si se expresa la ecuación de Coulomb en términos de esfuerzos, se tiene:

$$\tau_t = c' + \sigma' \tan \phi' \dots\dots\dots(1)$$

En la cual los parámetros  $c'$  y  $\sigma'$  son propiedades del esqueleto del suelo, denominadas cohesión efectiva y ángulo de fricción efectiva, respectivamente.

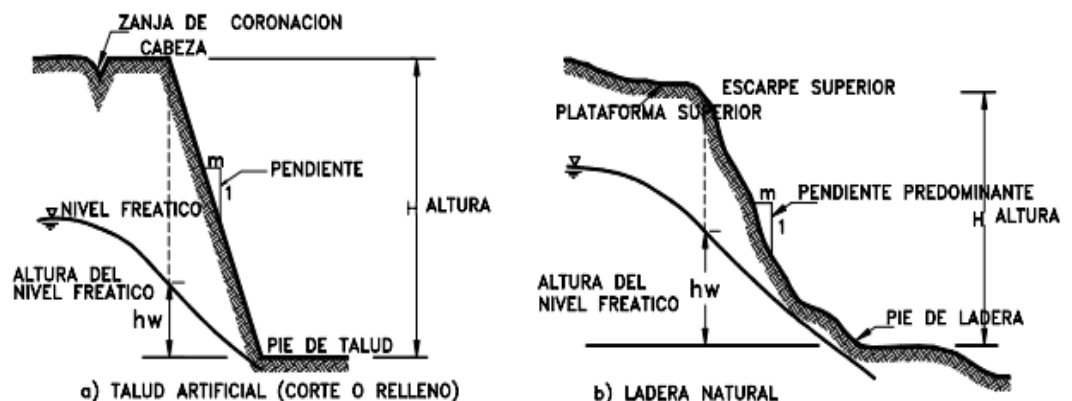
Los valores de  $c'$ ,  $\phi'$  y  $c$ ,  $\phi$ , estos se obtienen a menudo en ensayos de laboratorio realizados sobre muestras de suelo representativas mediante el ensayo de corte directo o el ensayo de compresión triaxial.

## 2.2.2 NOCIONES BASICAS SOBRE TALUDES

### 2.2.2.1 DEFINICIÓN

Un Talud o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que presenta una pendiente o cambios significativos de altura. Cuando un talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera y cuando los taludes son el resultado de una acción antrópica se denomina taludes artificiales según sea la génesis de su formación; en el corte se realiza una excavación en una forma terrea natural, en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes. Los taludes se deben construir con la mayor inclinación posible garantizando su estabilidad y aprovechando al máximo su espacio.

### 2.2.2.2 NOMENCLATURA DE UN TALUD



N° 5 : NOMENCLATURA DE TALUDES Y LADERAS

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales (Suárez, 1998)



a. *Altura*: es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos bien marcados.

b. *Pie*: corresponde al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior.

c. *Cabeza o escarpe*: se refiere al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior.

d. *Altura de nivel freático*: distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza.

e. *Pendiente*: es la medida de la inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados, porcentaje o en relación  $m/l$ , en el cual  $m$  es la distancia horizontal que corresponde a una medida de distancia vertical.

### 2.2.2.3 CLASIFICACIÓN DE LOS TALUDES

En la siguiente tabla se puede observar la clasificación de los taludes de acuerdo a varios factores que en conjunto definen su estabilidad.



*Cuadro N° 1 : CLASIFICACION DE TALUDES*

Descripción	Observación
Por su altura	Bajos (entre 0 y 5 metros)
	Medianos (entre 5 y 20 metros)
	Altos(mayores a 20 metros)
Por su pendiente	Suave (menor a 5 grados)
	Regular (entre 5 a 20 grados)
	Pronunciada (mayor a 20 grados)
Por su forma de falla	De base o profunda
	De pie de talud
	En la cara del talud
Mecanismo de falla	rápida
	desprendimiento
	volcamiento
	Influencia de infiltraciones de flujo
	deslizamiento

*Fuente: Evaluación de la estabilidad de talud colapsado en viabilidad principal de Tirima, mediante el uso de elementos Terramesh System y productos Geosintéticos( Aguilar ,2005)*

#### **2.2.2.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES**

Los ingenieros civiles tienen que efectuar cálculos para verificar la seguridad de taludes naturales, taludes de excavaciones y de terraplenes compactados, todo esto implica determinar y comparar el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie más probable de falla con la resistencia cortante del suelo; no es una tarea fácil, se tiene que evaluar las variables tales como la estratificación del suelo y sus parámetros de resistencia cortante.



## 2.2.2.5 PARÁMETROS QUE INTERVIENEN EN LA ESTABILIDAD DE UN TALUD

### 1) Factores Geomorfológicos

- Geometría del talud y topografía.
- Posición de las estratificaciones.

### 2) Factores internos

- Propiedades mecánicas de los suelos constituyentes.
- Estado de los esfuerzos actuantes.

### 3) Factores climáticos

- Humedad.
- Nivel freático.
- Lluviosidad.
- Temperatura.

## 2.2.2.6 TIPOS DE FALLAS DE TALUDES

### Deslizamientos

Los deslizamientos se definen como el movimiento lento o rápido del material superficial de la corteza terrestre (suelo, arena, roca) pendiente abajo, debido a un aumento de peso, pérdida de la consistencia de los materiales o algún otro factor que genere un desequilibrio en el talud.





**Figura N° 6 : DESLIZAMIENTO DE TIERRA**

Fuente: [notiamerica.com](http://notiamerica.com) (Brasil, Sao Paulo)

## Desprendimientos

Los desprendimientos son fragmentos de roca o suelo que se separan de un talud y caen saltando por el aire en buena parte de su recorrido.



**Figura N° 7 : DESPRENDIMIENTO DE ROCA**

Fuente: Adolfo Fasanando (Perú Bongara)

## Derrumbes

Son los desplazamientos violentos pendiente abajo , de una masa de tierra rocosa o mezcla de ambas, producidas por la acción de la gravedad, socavación, modificación o corte de un talud natural, expansión violenta de las masas rocosas y sobresaturación del agua; de menor magnitud que un deslizamiento típico.



**Figura N° 8: DERRUMBE DE TIERRA**

*Fuente: diario el correo (Perú, Moquegua)*



### 2.2.2.7 ESFUERZOS ACTUANTES EN LOS TALUDES

*Cuadro N° 2 : ESFUERZOS ACTUANTES EN TALUDES*

<i>DETERMINANTES QUE ORIGINAN INCREMENTOS DE LOS ESFUERZOS DENTRO DE LOS TALUDES</i>	<i>DETERMINANTES QUE ORIGINAN DISMINUCIÓN DE LA RESISTENCIA DEL SUELO EN LOS TALUDES</i>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sobrecargas aplicadas en el terreno.</li> <li>• Aumento del peso del material por incremento de humedad</li> <li>• Filtración de subterráneas.</li> <li>• Erosión de los estratos profundos del subsuelo.</li> <li>• Impactos producidos por sismos.</li> <li>• Socavaciones producidas por perforaciones cercanas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Expansión o retracción de la arcilla por causa del agua o cambios de temperatura.</li> <li>• Deterioro del material cementante.</li> <li>• Destrucción de la estructura interna de suelo por vibración o actividad sísmica.</li> <li>• Perdida de la tensión capilar por desecación.</li> </ul>

*Fuente: Evaluación de la estabilidad de talud colapsado en viabilidad principal de Tirima, mediante el uso de elementos Terramesh System y productos Geosintéticos( Aguilar ,2005)*

### 2.2.2.8 FACTOR DE SEGURIDAD

La tarea del ingeniero encargado de analizar la estabilidad de un talud es determinar el factor de seguridad. Podemos definir que el factor de seguridad es la relación que existe entre fuerzas actuantes y fuerzas resistentes en un talud:

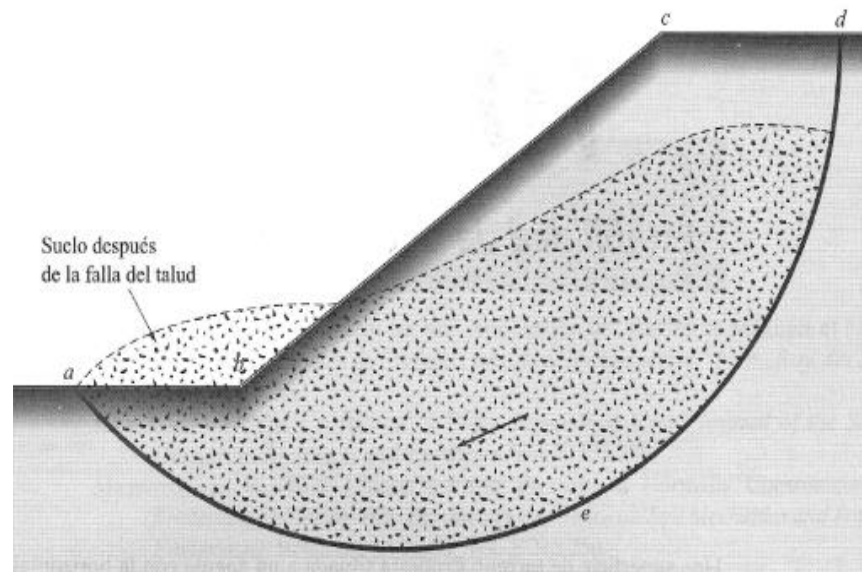
$$FS_S = \frac{\tau_f}{\tau_d} \dots\dots\dots (2)$$

Dónde:

$FS_S$ = factor de seguridad con respecto a la resistencia

$\tau_f$  = resistencia cortante promedio del suelo

$\tau_d$  = esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla.



**Figura N° 9: FALLA DE UN TALUD**

Fuente: *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja, 2001)*

La condición de equilibrio mínima considerada es un factor de seguridad igual a uno ( $F = 1$ ), esto significa que las fuerzas o esfuerzos resistentes serán iguales a las fuerzas actuantes. A su vez se considera que la altura crítica del talud se alcanza bajo ese mismo valor.

Las superficies de falla y superficies críticas de los taludes son definidos por el factor de seguridad, mientras que las superficies críticas de deslizamiento son aquellas que poseen el menor factor de seguridad entre todas las demás.



En la siguiente tabla se muestran algunos valores del factor de seguridad, así como comentarios sobre la estabilidad que genera en la estructura de suelo dicho factor:

Tabla N° 4: FACTORES DE SEGURIDAD

VALORES QUE DETERMINAN LA ESTABILIDAD DE UN TALUD	
Factor de seguridad	Estabilidad
< 1	Inestable
1 – 1,20	Estabilidad cuestionable
1,20 – 1,50	Estable bajo condiciones estáticas
> 1,50	Estable bajo condiciones dinámicas

Fuente: Polo Aguilar

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

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \dots\dots\dots (3)$$

Dónde:

$c$  = cohesión

$\phi$  = ángulo de fricción drenada

$\sigma'$  = esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla

De manera similar, también escribimos:

$$\tau_d = c_d + \sigma' \tan \phi_d \dots\dots\dots (4)$$





Donde  $c_d$  y  $\phi_d$  son respectivamente, la cohesión efectiva y el ángulo de fricción que se desarrolla a lo largo de la superficie potencial de falla. Sustituyendo la ecuación (3) y (4).  
 Obtenemos:

$$FS_S = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{c_d + \sigma' \tan \phi_d} \dots \dots \dots (5)$$

Podemos ahora introducir algunos otros aspectos del factor de seguridad, es decir el factor de seguridad con respecto a la cohesión  $FS_c$  y el factor de seguridad con respecto a la fricción  $FS_\phi$  y se define como sigue:

$$FS_S = \frac{c}{c_d} \dots \dots \dots (6)$$

y

$$FS_S = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d} \dots \dots \dots (7)$$

### 2.2.2.9 INVESTIGACION DE CAMPO Y ESTUDIOS PREVIOS

Se inicia con una ingeniería básica es decir con todos los estudios previos que delimitan el proyecto y que son los datos de ingreso para el diseño; estos estudios previos e investigaciones de campo son:

**Evaluación técnico – económica**, la evaluación técnica en base a los esfuerzos estáticos (cargas vivas y muertas) y dinámicos (sismos o impactos) , así como las condiciones del



terreno y la evaluación económica determinara si la alternativa de solución es competitiva.

**Topografía**, indicara como se posiciona el proyecto e interviene el terreno, definiendo la geometría del muro.

**Mecánica de suelos**, define los parámetros del relleno del macizo, relleno a trasdós y el suelo de apoyo (suelo de fundación).

**Vida útil**, la vida operativa quedara definida por el proyecto del cual forma parte la estructura.

**Materiales disponibles**, disponibilidad y características de los yacimientos influye no solo en el costo directo de su explotación y transporte, sino en el diseño del muro.

#### **2.2.2.10 MÉTODOS CORRECTIVOS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES**

Con la finalidad de aumentar el factor de seguridad de un terreno, ya sea aumentando las fuerzas resistentes y/o disminuyendo las actuantes, se crean métodos correctivos que superaran la condición de equilibrio del terreno. Existen varios tipos de estructuras correctivas que se pueden aplicar según la modificación de la topografía existente, la retención de obras de tierra, su estructura y otros métodos especiales, los cuales se encuentran en detalle en la siguiente tabla:



Cuadro N° 3 : METODOS CORRECTIVOS PARA LA ESTABILIZACION DE TALUDES

SOLUCIÓN	OBSERVACIONES
Modificación de la topografía existente	<ul style="list-style-type: none"><li>• Reducir la cara del talud</li><li>• Suavizar la pendiente del talud</li><li>• Hacer bermas en la cara del talud</li></ul>
Contención con obras de tierra	<ul style="list-style-type: none"><li>• Terraplenes al pie del talud</li><li>• Muros ecológicos</li><li>• Suelo reforzado</li></ul>
Estructural	<p>Estabilización mecánica externa, construcción de obras de contención:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>• Muro de gravedad</li><li>• Muros de cantiléver</li><li>• Muros atirantados</li><li>• Pantallas atirantadas</li><li>• Pantallas discontinuas</li><li>• Pilotes con o sin tirantes</li><li>• Muros colados con o sin tirantes</li><li>• Tablestacas</li><li>• Muros prefabricados</li></ul> <p>Estabilización mecánica interna del terreno o métodos de inclusión:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>• Inclusión de barras o clavos de acero</li><li>• Inyección de agentes cementantes o geosintéticos</li><li>• Inclusión de cualquier material dentro de la masa de suelo</li></ul>
Métodos especiales	<ul style="list-style-type: none"><li>• Inyección de químicos</li><li>• Electroósmosis</li><li>• Congelación del agua en los poros del terreno</li><li>• Calcinación de estratos en suelos arcillosos</li></ul>

Fuente: Polo Aguilar(2005)

## 2.2 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Una estructura de contención se utiliza para proporcionar soporte lateral a un talud de suelo vertical o próximo a la vertical, cumplen la función de resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida y a la



vez transmitir dichas fuerzas en forma segura al terreno de fundación o a un sitio por fuera del área de la masa analizada de movimiento.

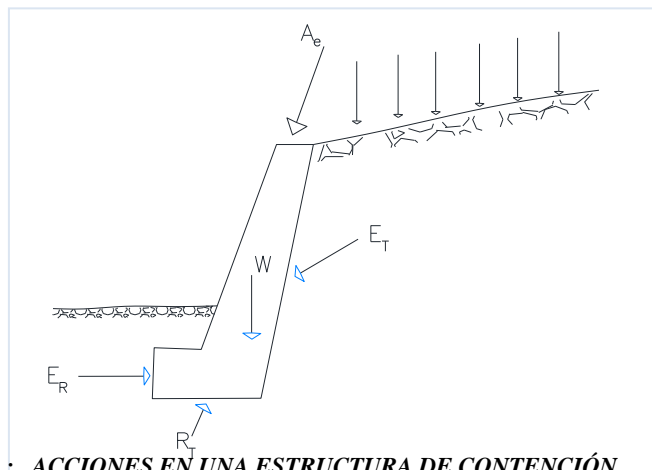
$E_T$  = Empuje en el trasdós

$A_e$  = Acciones Exteriores

$W$  = Peso Propio de la estructura

$E_R$  = Reacción en el Pie

$R_T$  = Reacción en la base



**Figura N° 10 : ACCIONES EN UNA ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN**

*Fuente: Elaboración del Tesista*

La figura N°10 muestra un tipo de muro tradicionalmente utilizado para este propósito, la parte posterior del muro AB, se denomina el espaldón y el frente del muro, CD. El punto B se denomina talón y el punto C, pata. El suelo colocado contra el espaldón después de la construcción del muro se denomina relleno y deberá estar formado, preferiblemente por material de drenaje libre.

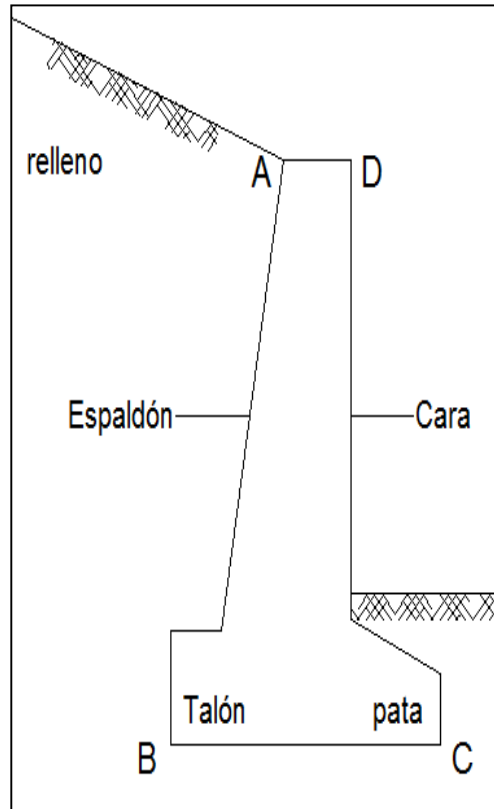


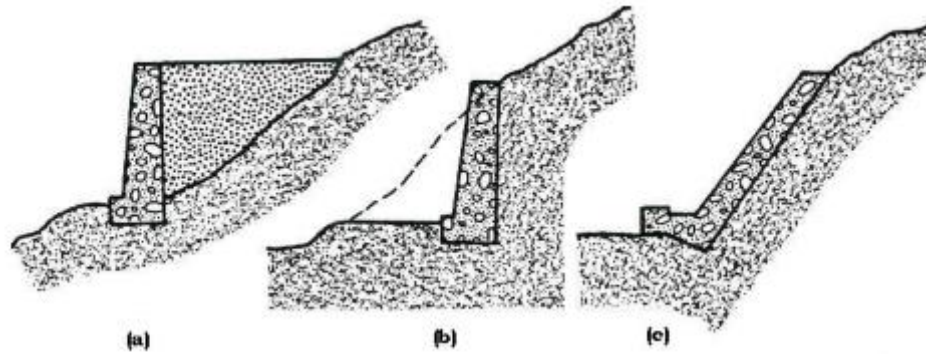
Figura N° 11: MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD

Fuente: Mecánica de suelos ,(Berry,2005)

Se puede encontrar una gran variedad de sistemas constructivos, los cuales presentan ventajas y desventajas unos de los otros, esto es debido al uso de diferentes materiales, procesos constructivos y/o equipos.

### 2.2.1 CLASIFICACION DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

Desde el punto de vista *funcional*, los muros de contención se pueden dividir en tres tipos fundamentales: de sostenimiento, de contención y de revestimiento.



**Figura N° 12 : TIPOLOGÍAS DE MUROS SEGÚN SU FUNCIONALIDAD: (A) DE SOSTENIMIENTO; (B) DE CONTENCIÓN; (C) DE REVESTIMIENTO**

*Fuente: Geotecnia y Cimientos II (Jimenez,1981)*

Los primeros son aquellos que se construyen separados del terreno natural; y que posteriormente se llenan con tierra en su trasdós. Los muros de contención son los construidos directamente “contra” un talud en terreno natural, sin relleno en su trasdós. Finalmente, los muros de revestimiento son diseñados para recubrir y proteger un talud de la erosión, arrastre o meteorización, siendo elementos de delgado espesor adosados a un terreno natural en pendiente (en general son los menos empleados).

Otra importante clasificación se basa en la forma de como ellos *contrarrestan los esfuerzos del terreno* a los que se ven sometidos. Existen muros de gravedad, en los que el efecto estabilizador viene dado por su propio peso y muros aligerados, en los que el efecto estabilizador viene dado por el aprovechamiento de las tierras que son colocadas en su trasdós (caso típico de los muros ménsula).



Por otro lado, en función de la *interacción suelo – estructura*, los muros suelen dividirse en dos grandes grupos:

- Las **rígidas**, las cuales que por sus dimensiones, materiales y constitución morfológica, cumplen su función sin cambiar de forma al experimentar las acciones anteriormente mencionadas. Lo cual implica que sus movimientos serán los de giro y desplazamiento del conjunto, sin que aparezcan deformaciones considerables de flexión o acortamiento.

- Las **flexibles**, por sus condiciones soportan los empujes de tierra las cuales que por sus dimensiones, materiales y constitución morfológica, cumplen su función experimentando deformaciones a flexión considerables, o las que debido a sus deformaciones modifican la configuración de los empujes del terreno.

Finalmente los muros de contención pueden ser clasificados por el *material* con el que son fabricados. Antes de la aparición del hormigón armado, la mayoría de los muros de contención eran diseñados en base a mampostería de piedra y hormigón en masa.

Dado la estabilidad de estas estructuras es debida principalmente a su peso propio, son también conocidos como muros de gravedad.

La aparición de los muros de hormigón armado ha permitido reducir el peso de la estructura y con ello aumentar su altura, por lo generalmente son llamados muros aligerados. En función de su configuración geométrica, estos muros pueden ser de semigravedad, cantiléver y con contrafuertes. Su estabilidad es



debida al peso de tierras que se ubica en la parte posterior del muro y sobre la zapata.

En la selección del tipo de estructura de contención se considera primordialmente dos puntos de vista: técnico y económico, para los cuales, en el caso del aspecto técnico deberá tomarse en cuenta el análisis de dimensiones y de estabilidad; y para el aspecto económico se tomara en cuenta los materiales, análisis de cantidades y costos de dichos materiales.

Se debe entender que a pesar de que siempre se debe buscar que la estructura cumpla con su función bajo adecuados factores de seguridad, también se debe entenderse que estos pueden lograrse a distintos costos y es criterio del ingeniero responsable determinar cuál es la mejor selección.

## 2.3 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN ANALIZADAS

### 2.4.1 MURO DE GAVIONES

#### 2.4.1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

**Los gaviones** son estructuras metálicas con formas variadas constituidas por mallas de alambre en forma hexagonal de doble torsión que usualmente suelen ser galvanizado, el material de relleno es roca o cualquier material similar que a su vez es extraído de canteras cercanas, formando de esta manera un elemento de gran estabilidad estructural,



permeable al agua y flexible, por esto se adapta al terreno de una forma natural.

El principal problema consiste en que las mallas pueden presentar corrosión en suelos ácidos (de PH menor 6).

Existen una gran cantidad de tamaños de malla disponible para formar las cajas. Actualmente se producen alambres galvanizados de los calibres y diámetros indicados en la tabla N°05.

Generalmente, se utilizan cajas de 2m. x 1m. x 1m. La forma básica por lo general es un paralelepípedo.



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

“ALTERNATIVAS DE CONTENCIÓN EN LAS MZ D1 Y E1 DEL SECTOR ARICA, DISTRITO DE COISHCO – SANTA – ANCASH”

*Tabla N° 5 : ALAMBRE GALVANIZADO*

CALIBRE BWG	Diametro		Seccion mm <sup>2</sup>	Longitud y Peso	
	mm.	Pulg.		m/kg	Gr/m
1	7.62	0.300	45.60	2.79	358
2	7.21	0.284	40.83	3.12	321
3	6.58	0.259	34.00	3.74	267
3 1/2	6.35	0.250	31.67	4.02	249
4	6.04	0.23	28.65	4.44	225
5	5.59	0.22	24.54	5.20	193
5 1/2	5.50	0.217	23.75	5.36	186
6	5.16	0.203	20.91	6.10	164
7	4.57	0.180	16.40	7.77	129
8	4.19	0.165	13.79	9.24	108
9	3.76	0.148	11.10	11.47	87
9 1/2	3.60	0.141	10.18	12.51	80
10	3.40	0.134	9.08	14.02	71
11	3.05	0.120	7.30	17.45	57
12	2.77	0.109	6.02	21.16	47
12 1/2	2.50	0.098	4.91	25.94	38
13	2.41	0.095	4.56	27.93	36
14	2.11	0.082	3.50	36.39	27
15	1.83	0.072	2.65	48.43	21
16	1.65	0.065	2.14	59.52	17
17	1.47	0.056	1.70	74.93	13
18	1.24	0.049	1.20	106.15	9
19	1.07	0.042	0.90	141.54	7
20	0.89	0.035	0.62	205.46	5
21	0.81	0.032	0.51	249.78	4
22	0.71	0.028	0.40	318.47	3

*Fuente: Control de Erosión en Zonas Tropicales( Jaime Suarez Díaz,2000)*



- **Gaviones para muros:**

Es una estructura metálica, en forma de paralelepípedo, producida a partir de un único paño de malla hexagonal de doble torsión, que forma la base, la tapa y las paredes frontal y trasera. A este paño base son unidos, durante la fabricación, paneles que formarán las dos paredes de las extremidades y los diafragmas.

Estos módulos o unidades de gaviones tienen un ancho de 1.0 metro, alturas entre 0.30 y 1.0 metro, y largo entre 1.5 y 4.0 metros.

Para su construcción se utilizan mallas:

- **De triple torsión**, en calibres 11 a 13 y escuadrías 8x10 a 10x12 respectivamente.
- **Electro soldadas**, calibres 10 o 12 con espaciamientos de 10 y 7.5 centímetros respectivamente. (Figura N°13).

- **Colchonetas:**

Son módulos que poseen un gran ancho (2 a 4 metros), alturas entre 0.15 y 0.30 metros y largo entre 3 y 6 metros, usados para la construcción de revestimientos de canales y orillas de corrientes. Quizás el tipo de colchoneta más conocido es el “Reno” de propiedad de Maccaferri. Para su construcción se utilizan mallas:

- De triple torsión, en calibres 12 a 14 y escuadría 5 x 7 y 6 x 8.





- Electro soldadas, calibres 10 o 12 con espaciamientos de 10 x 5 y 7.5x 3.8 centímetros respectivamente. (figura N°13).

- **Gaviones tipo saco**

Los gaviones tipo saco son estructuras metálicas, con forma de cilindro, constituidos por un único paño de malla hexagonal de doble torsión que, en sus bordes libres, presenta un alambre especial que pasa alternadamente por las mallas para permitir el montaje del elemento en obra (figura N°13). Es ideal para rellenar espacios en las riberas o fondo de los ríos.

La práctica más común es colocar los rollos a lo largo del pie de la ribera, paralelos a la dirección de la corriente y luego se colocan rollos encima unos de otros, cubriendo la superficie del talud. (Figura N°13).

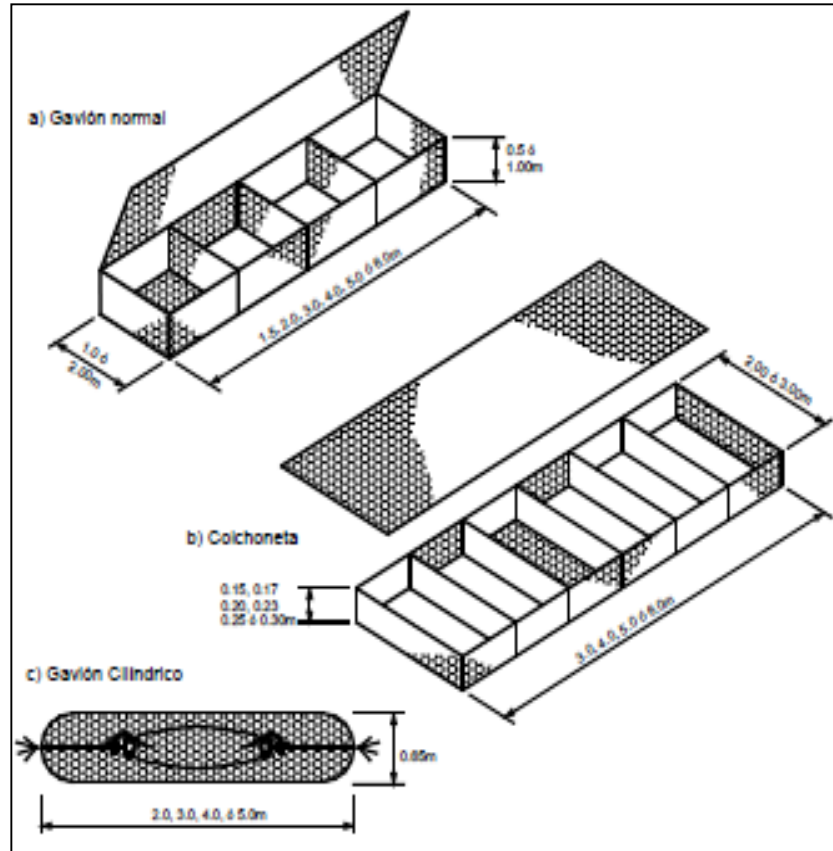


Figura N° 13: TIPOS DE UNIDADES DE GAVIONES

Fuente: Control de Erosión en Zonas Tropicales( Jaime Suarez Díaz,2000)

**Los muros de Gaviones** ya son un tradicional sistema de contención. Su origen es italiano y fueron empleadas, por en su versión moderna primera vez a finales del siglo XIX. Desde entonces la utilización de los gaviones es creciente y los campos de utilización son más amplios cada día. En América Latina esta solución comenzó a ser utilizada al inicio de los años 70 y hoy ya existen muchas obras en todos los países de la región.

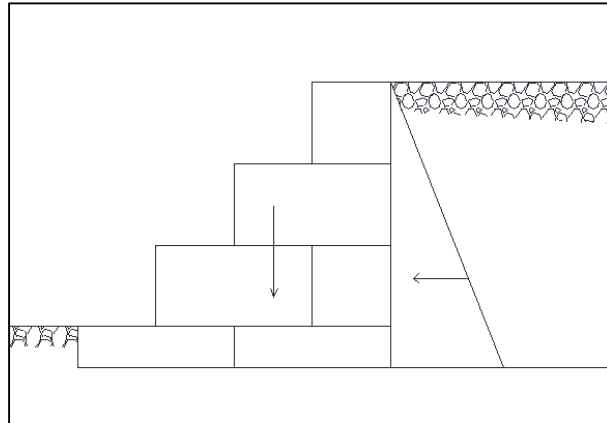


*Figura N° 14 : ELEMENTOS CONSTITUYENTES DE LOS GAVIONES TIPO SACO*  
*Fuente: INCOLMALLAS – Industria Colombiana De Mallas*

Estos muros funcionan como muros de gravedad y su diseño es de acuerdo a los criterios de la mecánica de suelos para muros.

Para efectuar el diseño de muros en Gaviones se tendrán en cuenta tres tipos de muro:

- **Muro integral en gaviones:** donde la única fuerza de gravedad resistente es la del volumen de los gaviones.

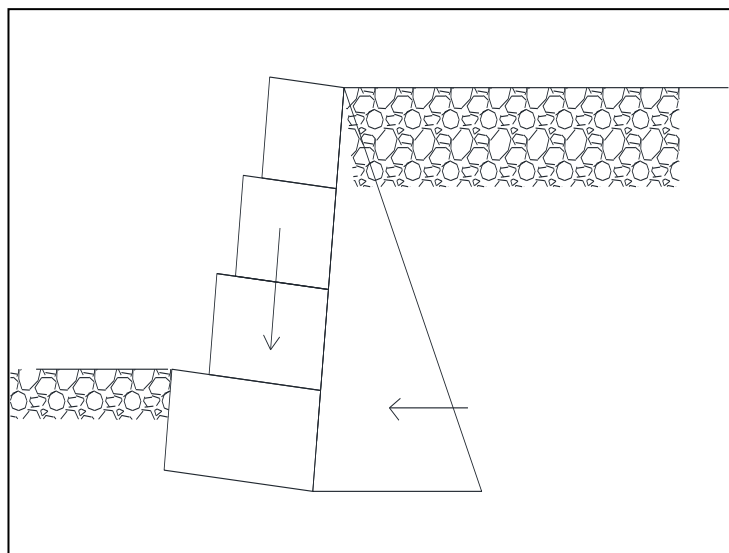


**Figura N° 15 : MURO INTEGRAL DE GAVIONES**

Fuente: : Elaborado propia

- **Muro inclinado:**

En este tipo de muros el momento de la fuerza de gravedad es mayor en contra del sentido de rotación del movimiento, lo cual representa un aporte adicional a la estabilidad.



**Figura N° 16 : MURO INCLINADO**

Fuente: Elaboración propias



- **Muro con tierra de relleno:** para este tipo de muro aparece una fuerza adicional debida al peso del relleno sobre él.
- **Muro de recubrimiento:** en este tipo de muro los gaviones actúan como elemento de confinamiento y la contención es realizada por el peso combinado de los gaviones y el suelo. En este caso requiere que el talud sea totalmente estable sin el muro.

#### 2.4.1.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:

El proceso de construcción de un gavión tipo caja es el más común para muros, a continuación se detallan todas las etapas del proceso constructivo de los muros de gaviones:

##### Trabajos preliminares

- **Demarcación Topográfica:** consiste en marcar la línea a nivel de calle o avenida, bajo la cual se realizara la excavación. En la figura N° 17 se observa la demarcación de la línea de excavación.



**Figura N° 17 : TRABAJOS PRELIMINARES: PREPARACIÓN DEL TERRENO**

*Fuente: RAFAEL PIÑAR VENEGAS, Instituto Tecnológico de Costa Rica*

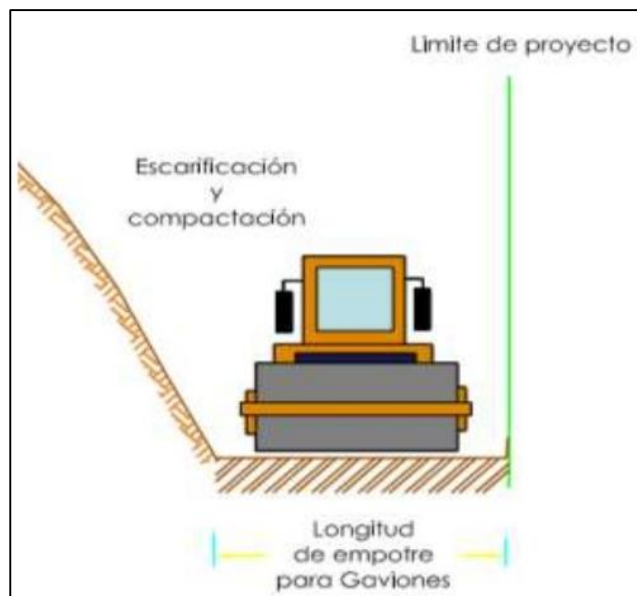
- Excavación: en la figura N°18 se muestra el proceso de excavación con maquinaria pesada, Es de vital importancia colocar las secciones del muro sobre superficies horizontales, para evitar que la inclinación del terreno origine esfuerzos no deseados en el muro en el sentido longitudinal.



**Figura N° 18 : TRABAJOS PRELIMINARES: EXCAVACION DEL TERRENO**

*Fuente: RAFAEL PIÑAR VENEGAS, Instituto Tecnológico de Costa Rica*

- Preparación del terreno para la cimentación hasta la profundidad ya preestablecida: consiste en perfilar y compactar el terreno de fundación, y el mejoramiento del terreno si fuere necesario, se empleara la cantidad de agua necesaria para producir una densidad cercana a la máxima posible para el material utilizado.



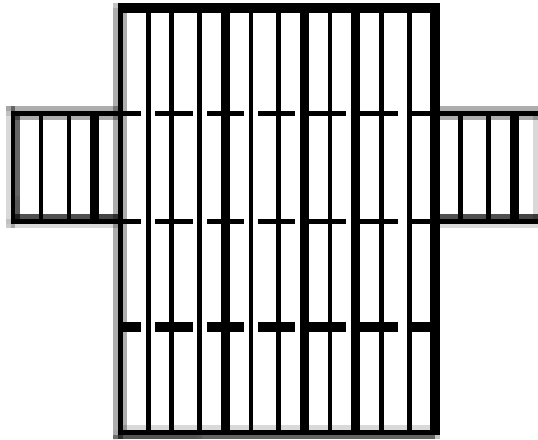
**Figura N° 19 : PREPARACIÓN DEL TERRENO**

*Fuente: Defensas Ribereñas –Talud de Rio, Universidad Peruana Los Andes*

### Montaje

- Consiste, inicialmente en retirar cada pieza del fardo y transportarla, aún doblada, al lugar preparado para este fin (una superficie rígida y plana). Luego será abierta y con los pies, serán eliminadas todas las irregularidades de los paños.

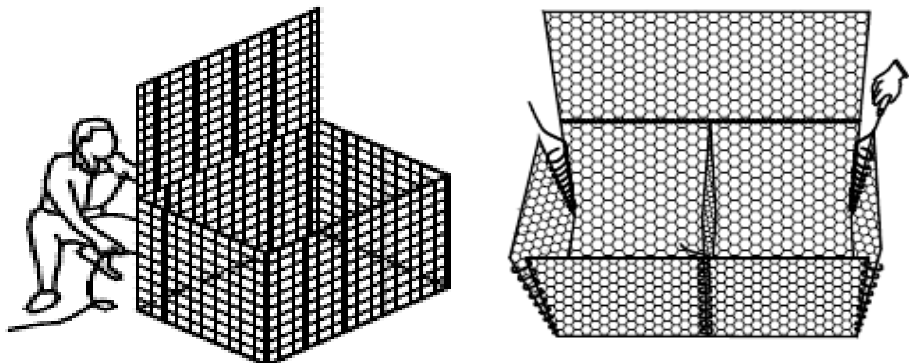




**Figura N° 20 : CARA FRONTAL DE UN GAVIÓN**

*Fuente: Control de Erosión en Zonas Tropicales”, Jaime Suarez Díaz*

- A continuación, la cara frontal y la tapa son dobladas y levantadas en posición vertical y de igual forma, la cara posterior. Obteniéndose así la forma de un paralelepípedo abierto (una caja). Una vez formada esta caja, se unen los alambres de borde que sobresalen de las aristas de los paños torciéndolos entre sí.



**Figura N° 21 : ARMADO DE UN GAVIÓN**

*Fuente: Control De Erosión – En Zonas Tropicales – Capítulo 7 Los Gaviones*



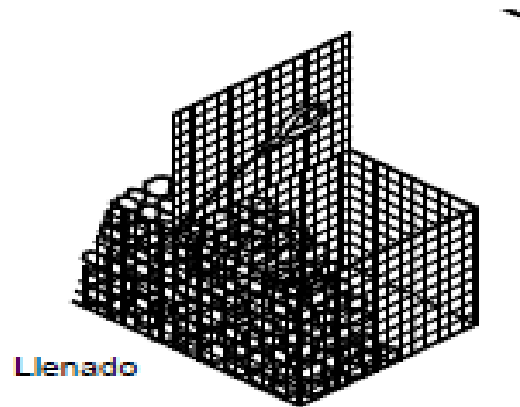


- Para asegurar que la estructura presente la estética esperada, se debe realizar un buen acabado del paramento frontal, para lograrlo se puede recurrir a la utilización de un encofrado.

#### Relleno.

- El relleno puede ser efectuado manualmente o con ayuda de equipo mecánico. Debe usarse piedra limpia, no disgregable, ni solubles en agua, y con buen peso específico tales que puedan garantizar el comportamiento y la resistencia esperada para la estructura. El tamaño deberá ser, en la medida posible, regular y tal que las dimensiones estén comprendidas entre la mayor abertura de la malla y el doble. Puede ser aceptable un máximo de 5%, en piedras con dimensiones superiores a las indicadas.
- El relleno debe permitir la máxima deformabilidad de la estructura, obteniendo el mínimo porcentaje de vacíos, asegurando el mayor peso específico.
- Ya que los gaviones son rellenos de un material granular (cantos rodados), y todos los materiales granulares se asientan ligeramente, se deberá permitir el asentamiento del material de relleno de los gaviones, por lo cual estos deben de ser sobrellenos 1-2 pulgadas (25-50 mm). La tapa de la unidad es luego estirada sobre el relleno del gavión y atada, para esto se puede usar una palanca o una herramienta de cierre.

- De no tomarse en cuenta el asentamiento del material de relleno del gavión, el asentamiento producido dejaría un vacío en la parte superior de la caja. En consecuencia esto podría causar problemas en la instalación; por ejemplo un asentamiento de 1” en un gavión de 3 pies de altura, se traduce en un asentamiento de 5” en una estructura de 15 pies de altura.



*Figura N° 22 : COLOCACIÓN DEL MATERIAL DE RELLENO DENTRO DEL GAVIÓN*  
*Fuente: Control De Erosión – En Zonas Tropicales – Capítulo 7 Los Gaviones*

#### Atirantamiento.

- Mientras se realiza el relleno, se deben colocar tirantes de alambre de la siguiente forma:
- Se procede a llenar cada celda del gavión de 1.00 m de altura hasta un tercio de su capacidad. Luego se coloca dos tirantes uniendo paredes opuestas, amarrando dos mallas de cada pared.
- Se repite dicha operación cuando el gavión se encuentre llenado hasta los dos tercios.

- En casos particulares los tirantes pueden unir paredes adyacentes.
- Para gaviones de 0.50 m de altura, se coloca los tirantes apenas cuando las cajas estén llenas hasta la mitad.

### Cierre

- Una vez completado el llenado de las células, la tapa, que había estado doblada, será desdoblada sobre la caja con el fin de cerrar superiormente el gavión, siendo amarrada, a lo largo de todo su perímetro libre, con todos los bordes superiores de los paneles verticales y, posteriormente, los diafragmas. El amarre debe unir, siempre que sea posible, los bordes en contacto con los gaviones vecinos.



**Figura N° 23: COLOCACIÓN DEL FILTRO DE GEOTEXTIL**

Fuente: <http://www.lemac.com.mx/index.html>



### 2.4.1.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS

#### VENTAJAS

- **Flexibilidad:** los muros de gavión son construidos con mallas de triple torsión, que permiten asentamientos y deformaciones sin perder la eficiencia y función estructural. Esta propiedad es muy importante cuando la obra debe soportar grandes empujes del terreno y a la vez, está fundada sobre terrenos inestables. Por el contrario a las estructuras rígidas, el colapso no ocurre de manera repentina, lo que permite realizar acciones de recuperación.
- **Permeabilidad:** al estar conformados por malla y rellenos de roca, son estructuras en gran medida permeables, lo que dificulta que se generen presiones hidrostáticas. De igual manera cumplen la función de drenes que permiten la evacuación de las aguas de percolación, optimizando así las secciones de estas estructuras. Además, es recomendable la utilización de geotextil sobre toda el área de contacto suelo-muro, o, la colocación de un material granular, como filtro, en la espalda del muro, con la finalidad de evitar que el material fino penetre en el gavión, y obstruya el paso de las aguas. Este material de filtro deberá estar constituido por partículas con tamaños comprendidos entre el tamiz de 19 mm (3/4") y el de 75 mm



(3"), y el porcentaje pasando el tamiz #200 deberá ser menor o igual al 3%. Así se garantiza que no se generen presiones hidrostáticas, a largo plazo, para las cuales el muro no ha sido diseñado.

- **Durabilidad:** A razón de la presencia de la malla de acero, el peso propio y el carácter monolítico, las estructuras con gaviones son aptos de resistir esfuerzos de tracción y empujes generados por el terreno y cargas adyacentes. Los gaviones modernos incorporan galfan, logrando así retardar el efecto que las condiciones climatológicas ejercen sobre el acero. El alambre de triple torsión evita mediante su trenzado que se desarme por efecto de una rotura accidental o intencionada.
- **Sencillez constructiva:** regularmente no requiere cimentación. No requiere de mano de obra especializada. Por la naturaleza de los materiales que se emplean en los gaviones, estos permiten su construcción de manera manual o mecanizada en cualquier condición climática.
- **Resistencia:** el cesto metálico tiene la misión de evitar el desprendimiento de la roca así como las sollicitaciones



laterales. Se consigue un gran dominio en todos los esfuerzos de compresión, tensión y torsión.

- **Poco mantenimiento:** requieren poco o ningún mantenimiento.
- **Estética e integración al ambiente:** estos muros se integran de manera natural a su entorno, no constituyen barreras al paso de las aguas y están formados por materiales inertes que benefician el crecimiento de vegetación conservando el ecosistema existente.
- **Economía:** al ser comparados con otras estructuras de contención, los muros de gaviones presentan costos más bajos. La facilidad de armado de las unidades de gaviones hace que estos no requieran mano de obra especializada. Las herramientas a emplearse son simples (cizallas, alicates, etc.), logrando de esta manera altos rendimientos en la instalación.

### **DESVENTAJAS**

- **Obtención de la roca:** dependiendo de la ubicación de la obra, conseguir la piedra necesaria puede resultar costoso. En estos casos el traslado de la piedra desde la cantera de



origen hasta el lugar de colocación puede convertirse en una carga no asumible.

- **Tamaño y tolerancia:** se pueden realizar muros de gaviones a medida para todo tipo de necesidades, aunque tienen un costo elevado. Al ser muros de gravedad, su espesor aumenta proporcionalmente con la altura, por lo que para grandes alturas el volumen de piedra aumenta de tal forma que hace antieconómica la solución.
- **Deterioro:** existen variados tipos de alambre. Si los utilizados cuentan con un galvanizado pobre, el paso del tiempo acabará por deteriorarlos hasta provocar roturas irreversibles. Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos.
- **Colonización de plantas y animales:** el relleno de los gaviones puede convertirse en un lugar donde proliferan las plantas o aniden diversos animales, si no es algo planificado puede resultar una desventaja.

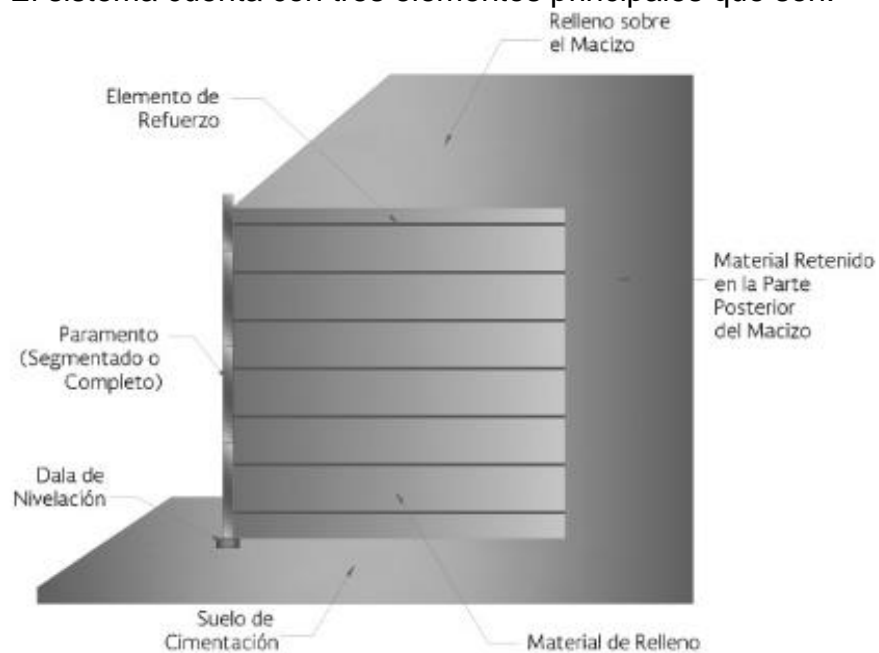
## 2.4.2 TIERRA ARMADA

### 2.4.2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL:

La tierra armada es una asociación de tierra y elementos lineales capaces de soportar fuerzas de tensión importantes; estos últimos elementos suelen ser bandas de acero galvanizado, pero también pueden ser en acero inoxidable, aluminio, plástico o material no biodegradables .

La fuente de donde emana esta resistencia a la tensión es a fin de cuentas la fricción interna del suelo, puesto que las fuerzas que se producen en la masa se transfieren del suelo a las tiras de refuerzo por fricción. La estructura posee una flexibilidad considerable y puede tolerar asentamientos diferenciales apreciables.

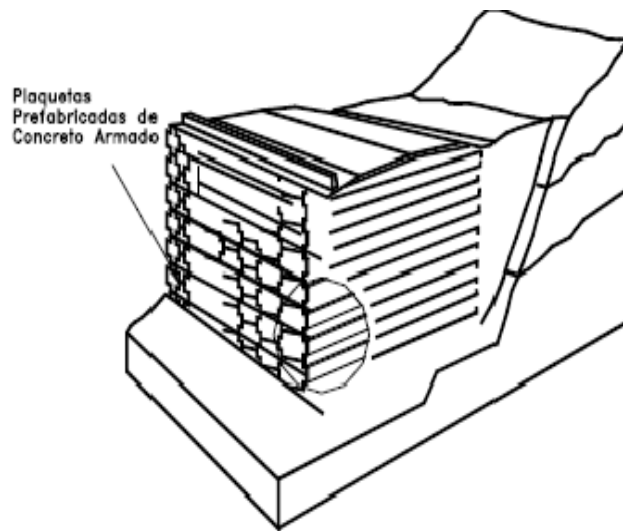
El sistema cuenta con tres elementos principales que son:



**Figura N° 24: ELEMENTOS PRINCIPALES DEL MURO DE TIERRA ARMADA**  
Fuente: Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados, Secretaria de Comunicaciones y Transportes



1. *Las escamas o paramentos:* es la cara del muro, es usado para prevenir la erosión, pérdida de confinamiento y en su caso la socavación del material de relleno.



*Figura N° 25 : PLACAS O ESCAMAS DEL MURO DE TIERRA ARMADA*

*Fuente: Estructuras de contención o anclaje*

2. *Las tiras de refuerzo o elementos de refuerzo:* Un suelo granular con baja o nula cohesión en estado de reposo genera taludes, si a estas partículas se les incorporan láminas rugosas o con resaltes, las partículas en contacto con ellas restringirán su movimiento por el fenómeno de fricción o efecto pasivo, permitiendo conformar taludes verticales estables.

La introducción de los elementos de refuerzo en el suelo presenta una mejora en su resistencia a la tensión. El suelo es muy resistente a la compresión, no así a la tensión, por lo que es necesario colocar elementos de refuerzo

horizontales, para mejorar sus características mecánicas, es decir, aumentarla fricción, y poder formar terraplenes totalmente estables. Los tipos de refuerzo pueden variar de acuerdo a la geometría, material de relleno, temperatura, presencia de agua y vida útil.

El refuerzo colocado en el macizo de tierra puede ser:

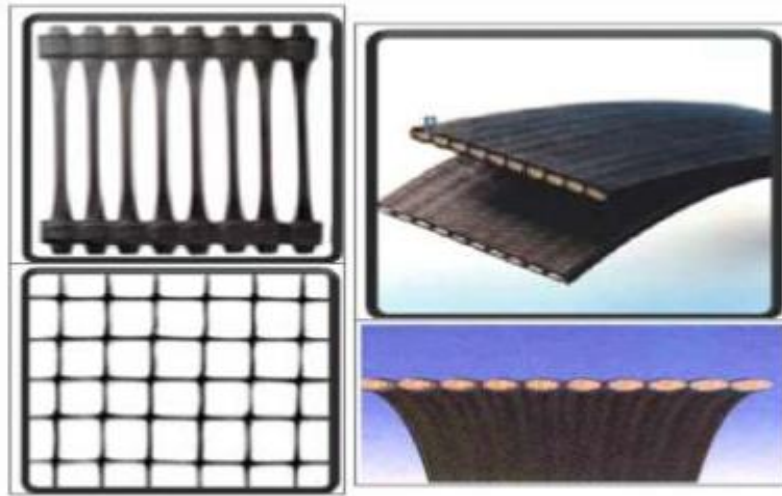
- *Metálico*: armaduras de acero galvanizado o sin galvanizar tipo barra y de armaduras de acero galvanizado o sin galvanizar.



**Figura N° 26: REFUERZO CONSIDERADO INEXTENSIBLE**

*Fuente: Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados, Secretaria de Comunicaciones y Transportes*

- *Sintético (geosintéticos)*: son materiales elaborados principalmente a partir de polietileno, polipropileno y poliéster; pueden ser del tipo banda o tipo geomalla.



**Figura N° 27: REFUERZO SINTETICO TIPO MALLA Y TIPO BARRA**

*Fuente: Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados, Secretaria de Comunicaciones y Transportes*

3. *El material granular ocupado para relleno: se recomienda ampliamente que el material de relleno que se emplee sea de tipo granular y permita el libre drenaje.*

#### **a.1 CARACTERISTICAS GENERALES**

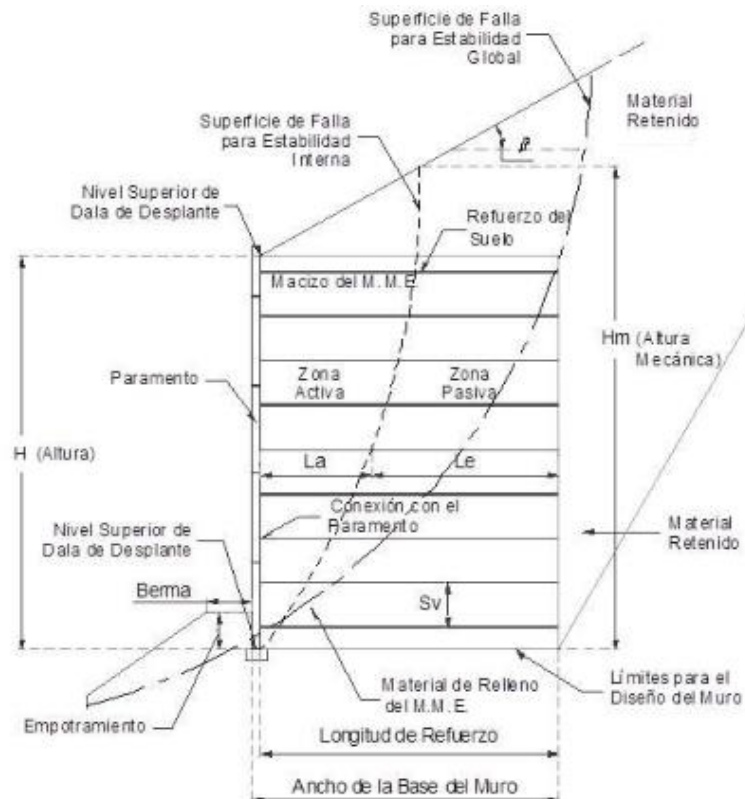
La tierra armada se obtiene asociando el terreno con planchas o cintas metálicas, y creando una unión permanente entre ambos elementos merced al esfuerzo de rozamiento que se crea en sus puntos de contacto. Se obtiene así un material compuesto que ofrece gran resistencia a los esfuerzos estáticos y dinámicos, y rapidez de ejecución, por emplear elementos totalmente prefabricados.



La tierra armada incrementa la cohesión del terreno, mediante la fricción entre las planchas y los granos del suelo. Esta cohesión es proporcional a la resistencia de tracción de las armaduras y en la dirección de sollicitación principal de las mismas. Por lo tanto, se puede orientar la cohesión y su intensidad, pudiendo diseñar la obra de manera que se resistan los esfuerzos en cualquier dirección.

#### **a.2 DIMENSIONES DE LAS ESTRUCTURAS**

El dimensionamiento comienza añadiendo la dimensión del empotramiento a la altura del muro bajo algunos criterios que se mencionaran más adelante con el fin de determinar la altura de diseño para cada sección que se vaya analizando, ya que la estructura se construye de abajo hacia arriba, esta condición permanece hasta el final de la construcción del muro. Es necesario que las dimensiones que se den sean tales que se asegure que los factores mínimos de seguridad requeridos, tanto contra deslizamiento como contra volteo, se cumplan. Esto último aunado a que se cumpla con los factores de seguridad que se requieran para la capacidad de carga del suelo de desplante.



**Figura N° 28: ELEMENTOS PARA EL DISEÑO DE MURO DE TIERRA ARMADA**

*Fuente: Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados, Secretaria de Comunicaciones y Transportes*

En muros típicos de tierra armada, **las tiras de refuerzo** presentan una longitud de entre 0.7 y 0.8 veces la altura del muro. Así el espaciamiento de las tiras será en forma horizontal de 1 m y en forma vertical de 0.75 m.

La mínima profundidad de cimentación en la parte inferior de la masa del suelo reforzado se puede utilizar para evitar fallas por aplastamiento, localizadas debajo de la base de nivelación o la zapata, debidas a las mayores tensiones verticales transmitidas por el revestimiento.



El punto clave para la estabilidad de un muro de tierra armada es la fricción que se genera entre el material granular que se ocupa en el relleno y las tiras de refuerzo. Una estructura cuando está bien diseñada y construida es capaz de soportarse a sí misma como un cuerpo sólido, el cual evita el escape de material hacia los lados y en dirección de los refuerzos.

La tierra armada presenta la combinación de diferentes materiales que cada uno de ellos emplea su resistencia para compensar las carencias de los demás materiales.

### **a.3 Condiciones de diseño**

En el diseño de muros de tierra armada se deben evaluar los empujes del suelo por la teoría de Rankine en los diferentes niveles. Los esfuerzos que se originan dentro de la masa de relleno por efecto de su peso propio, las sobrecargas y los empujes, se transmiten a las bandas metálicas por rozamiento. El cálculo de armadura necesaria se hace por niveles, ajustándola a la magnitud de los esfuerzos existentes.

La condición de adherencia entre los granos del relleno y las planchas depende de la calidad del suelo, tamaño y características de los granos. Como no todos los granos están en contacto con las planchas, se debe disponer un



paramento lateral, en forma de piel, que consiste en lajas o escamas, las cuales contienen localmente la tierra entre dos capas sucesivas de armaduras.

Un suelo granular al estar bien compactado puede soportar excelente resistencia a la compresión y al cortante, sin embargo, no soporta fuerzas de tensión y no es estable si no se tiene un confinamiento. Los esfuerzos, generalmente de acero galvanizado, no presentan fuerzas de compresión ni de cortante, debido a su flexibilidad; estos elementos lineales presentan una gran resistencia a la tensión y hacen que la masa de suelo sea confinada gracias a su fricción con el suelo y su rigidez tensional.

Como consecuencia de los esfuerzos, las escamas necesitan soportar todos los esfuerzos locales generados en el suelo, en ciertas zonas y distancias de los refuerzos y debido a las debilidades asimétricas de la estructura. No solo los refuerzos y las escamas deben de soportar en sus uniones los esfuerzos propios del suelo, sino también los esfuerzos generados por los equipos de construcción al realizarse la compactación cerca de las escamas.

Otro de los aspectos más importantes de los muros de tierra armada está en su gran flexibilidad. Esta estructura

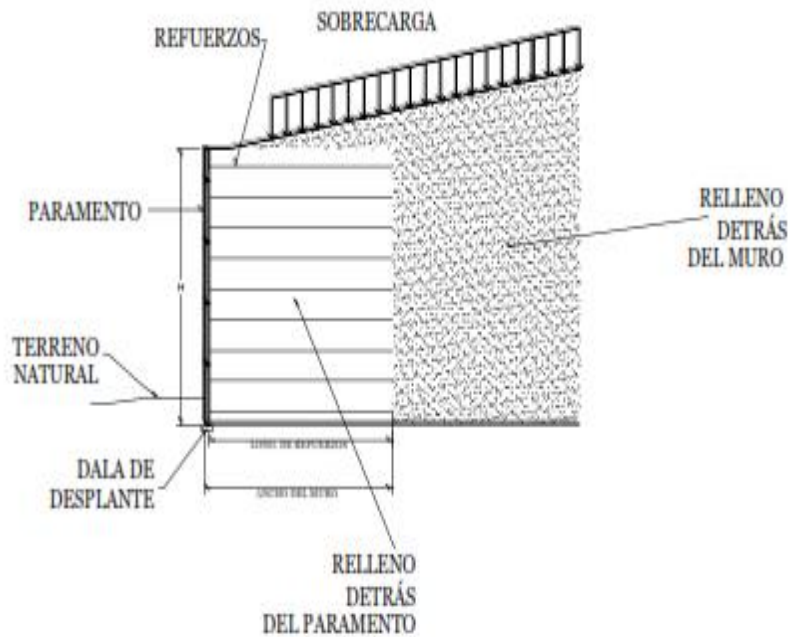


es capaz de soportar deformaciones sin presentar algún problema estructural. La naturaleza flexible de los muros de tierra armada hace que esta estructura sea adecuada para los casos en que por propia naturaleza del terreno se esperen asentamientos en la cimentación.

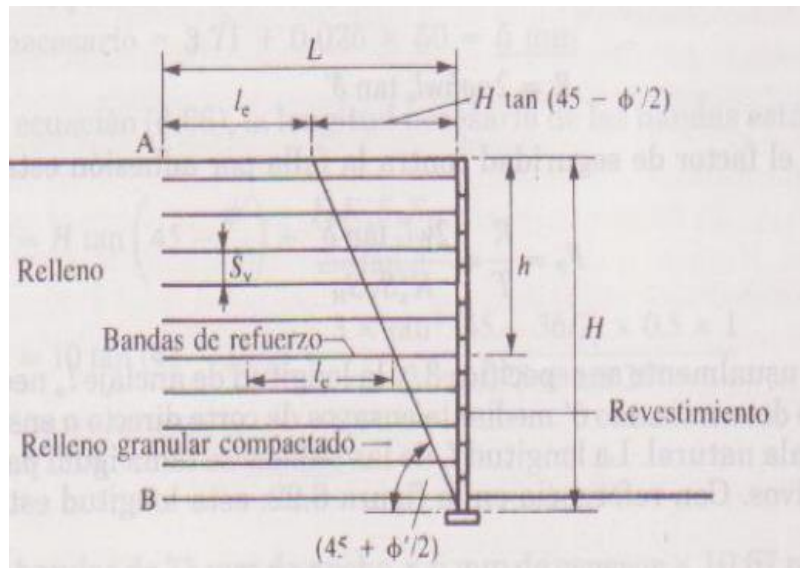
El principio básico de funcionamiento de un muro de tierra armada es lograr que una masa de suelo granular a través de refuerzos colocados estratégicamente pueda soportar fuerzas de tensión, por lo tanto para garantizar su labor se deberá considerar:

- a. La *estabilidad externa*, que depende de la geometría del muro, las propiedades de los materiales de relleno detrás del muro y las sobrecargas.
- b. La *estabilidad interna* del muro reforzado detrás del paramento, donde intervienen las propiedades a corto y largo plazo de los materiales utilizados para reforzar el suelo.
- c. Fallas por estabilidad global y compuesta, que dependen del entorno y la zona específica donde se localiza el muro.
- d. Diseño estructural del paramento que contempla los tipos de paneles que formaran este paramento, garantizado la retención correcta del material.





**Figura N° 29 : GEOMETRÍA DE UN MURO DE TIERRA ARMADA**  
 Fuente: Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados, Secretaria de Comunicaciones y Transportes



**Figura N° 30 : ANÁLISIS DE DISEÑO DE MURO DE TIERRA ARMADA**  
 Fuente: Mecánica de suelos (Berry,2000)



Las bandas de refuerzo pueden fallar por tensión o por adhesión.

- Falla por tensión: si  $\omega$  es el ancho de la banda,  $t$  es el espesor y  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia, el factor de seguridad contra la falla por tensión está dado por:

$$F_T = \frac{f_y \omega t}{\rho g H K'_a S_V S_H} \dots \dots \dots (8)$$

Normalmente se toma un  $F_T$  de 3 y por tanto, para un ancho  $\omega$  de la banda especificado puede calcularse el espesor  $t$  necesario.

- Falla por adhesión: las bandas de refuerzo pueden fallar por adhesión a cualquier profundidad si la resistencia a la fricción que se desarrolla en la longitud anclada  $l_e$  en la zona “estable” es inferior a la fuerza de tensión a la que está sujeta. Si se toman únicamente las superficies superior e inferior de los elementos, la resistencia  $R$  máxima a la fricción está dada por:

$$R = 2 \rho g h \omega l_e \tan \delta' \dots \dots \dots (9)$$

De donde el factor de seguridad contra la falla por adhesión está dado por:

$$F_P = \frac{R}{T} = \frac{2 \omega l_e \tan \delta'}{K'_a S_V S_H} \dots \dots \dots (10)$$



El  $F_p$  que usualmente se especifica 3, y la longitud de anclaje  $l_e$  necesaria puede calcularse determinando  $\delta'$  mediante ensayos de corte directo o ensayos de adhesión a escala natural. La longitud  $L$  de las bandas se toma igual para propósitos constructivos. Con referencia en la figura N° 30 esta longitud está dada por:

$$L = H \tan \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) + \frac{F_p K'_a S_V S_H}{2\omega \tan \delta'} \dots \dots \dots (11)$$

Los materiales a usar para estas estructuras deben ser los de naturaleza friccionante, se estima además la necesidad de mayor investigación en el uso de materiales puramente cohesivos. Sin embargo se han construido estructuras con contenido de finos que pasaron la malla N° 200 del orden de 10 y 20%, usando materiales naturales, sin procesos especiales de fabricación. Se recomienda para la masa de tierra armada una sección próxima a la rectangular, en la que el ancho sea del orden de la altura del muro. **La estabilidad externa de la masa de tierra armada puede analizarse por los métodos Coulomb y Rankine.** El muro debe ser estable contra el deslizamiento a lo largo de su base y la presión de contacto debe ser completamente de compresión, sin



exceder la capacidad portante admisible del suelo de cimentación.

#### **a.4 Aplicaciones:**

Las estructuras de Tierra Armada no solo se construyen para brindar soluciones que mejoren la calidad de vida en un sentido amplio, sino también para proteger vidas y bienes frente a desastres naturales o accidentes industriales, se utilizan en la construcción de estructuras con diversas aplicaciones:

*Viabilidad:* muros de contención para carreteras y autopistas, rampas de acceso, estribos de puentes, pendientes pronunciadas, túneles de perforación y de cubierta, puente de bóvedas, bóvedas de paso subterráneo y de paso superior.

*Hidráulica:* es un sistema ideal para su uso en alcantarillas, ríos y otros cruces de agua.

*Minería:* Los muros de contención son ampliamente utilizados en las minas para proporcionar una rampa para camiones pesados cargados para llegar a la cima de las trituradoras.

Las instalaciones públicas o comerciales a menudo requieren muros de contención para el aprovechamiento

del espacio, infraestructuras de acceso, aparcamientos, entre otros.

#### 2.4.2.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO :

La construcción de estos muros comienza con la colocación de una solera de concreto para asiento del paramento



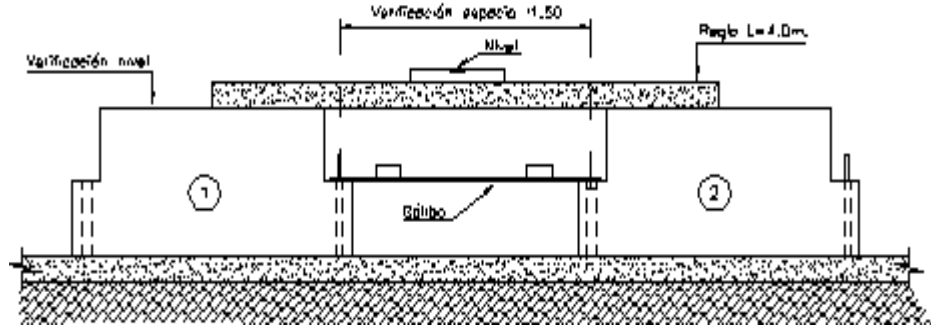
**Figura N° 31 : COLOCACIÓN DE LA SOLERA**

*Fuente: Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados, Secretaria de Comunicaciones y Transportes*

Una vez marcado sobre la solera el punto inicial de replanteo longitudinal, se procede al montaje de las primeras dos medias placas.

El orden de operación es:

1. Colocación de placa 1.
2. Colocación de placa 2.
3. Comprobación con la regla de gálibo .

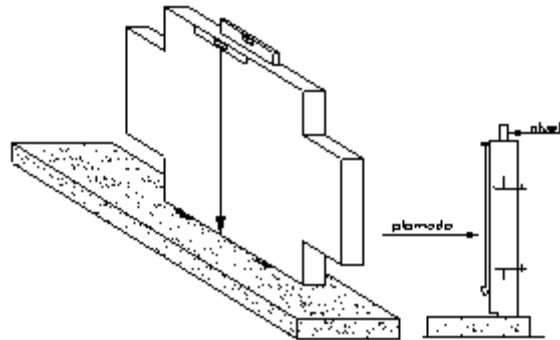


**Figura N° 32: MONTAJE PLACA 1 Y 2**

Fuente: Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados, Secretaria de Comunicaciones y Transportes

4. Verificación de la horizontalidad con la regla metálica

5. Aplomado de las placas.



**Figura N° 33: APLOMADA DE PLACAS**

Fuente: Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados, Secretaria de Comunicaciones y Transportes

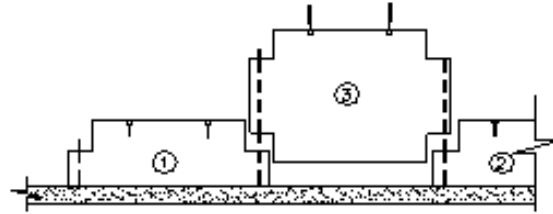
6. Apuntalamiento .



**Figura N° 34: APUNTALAMIENTO**

Fuente: Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados, Secretaria de Comunicaciones y Transportes

9.- Verificación con regla y nivel de la horizontalidad de las placas 3 y 5.



**Figura N° 35: VERIFICACION DE HORIZONTALIDAD**

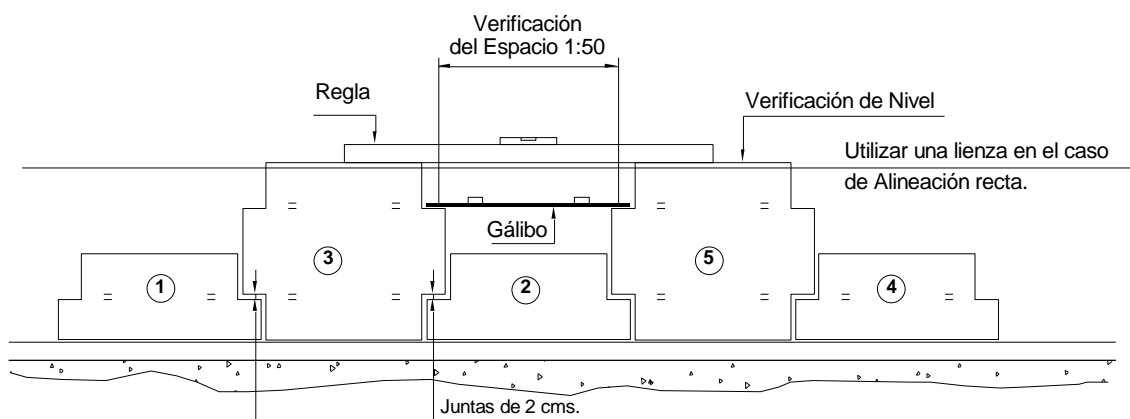
Fuente: Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados, Secretaria de Comunicaciones y Transportes

10.- Apuntalamiento de la placa 5.

11.- Colocación de poliuretano por la parte posterior de las juntas verticales y horizontales.

12.- Repetición de las operaciones con las placas sucesivas hasta completar la primera fila de ellas.

13.- Comprobación de que la alineación es correcta.



**Figura N° 336: COLOCACIÓN DE LA PRIMERA FILA DE ESCAMAS**

Fuente: Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados, Secretaria de Comunicaciones y Transportes



Una vez colocadas y apuntaladas las placas de la primera fila, se procederá al terraplenado y compactado.

El material, se colocará por capas de 0,25 m. a 0,35 m. de espesor suelto, y se compactará con rodillo liso vibrante o similar hasta obtener una Densidad Relativa no menor a 75% o una densidad seca no menor al 95 % de la densidad seca máxima determinada por el ensaye Proctor Modificado, según corresponda.

El control del material y de su compactación deberá ser efectuado por un laboratorio de mecánica de suelos y supervisado por la Inspección Técnica de la Obra.

Se procede ahora a la colocación de las armaduras correspondientes a este nivel.



**Figura N° 347 : EXTENDIDO DE LAS TIRAS METÁLICAS**  
Fuente: Tierra Armada, Jiménez Salas, J.





Las Armaduras se colocan perpendiculares al paramento del muro y se unen a los arranques mediante los pernos y tuercas correspondientes. Colocado este primer nivel de armaduras, se extiende y compacta la capa 2.

La dirección de esparcimiento y compactación del material debe ser siempre paralela al paramento en todas sus fases. Nunca debe extenderse el material perpendicularmente a las placas y aún menos avanzando hacia ellas

### **COLOCACION DE LA SEGUNDA Y SUCESIVAS FILAS DE PLACAS**

Luego que se ha colocado una fila de escamas, se extiende la tierra de relleno sobre cada capa de armaduras, utilizando la maquinaria habitual de movimiento de tierras. Luego de extendida, esta tierra se compacta pasando rodillos.

Una vez compactado el suelo del nivel 2, se verificará de nuevo la verticalidad de las placas enteras, comprobando si ha habido desaplome, como consecuencia de la compactación (midiéndolo en su caso).

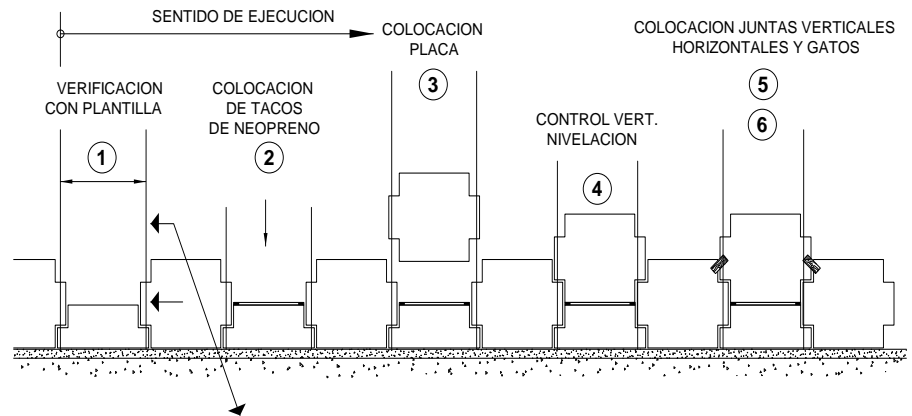


**Figura N° 3358 : EXTENDIDO DEL MATERIAL DE RELLENO**  
*Fuente: Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados, Secretaria de Comunicaciones y Transportes*

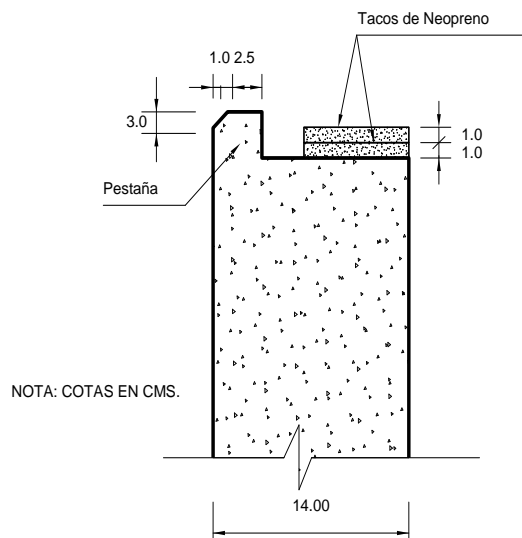
La segunda fila de placas se montará, teniendo en cuenta el desplome producido.

El aplomado de las placas de esta segunda fila se efectuará igualmente con plomada, tirándola desde la parte superior de las placas hasta la inferior de la fila precedente.

Las fases a seguir en la colocación de la segunda fila de placas son las que siguen:



SECCION A-A



**Figura N° 39: COLOCACIÓN DE LA SEGUNDA FILA DE ESCAMAS**  
Fuente: Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados, Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Verificación del gálibo entre las placas ya colocadas con la regla correspondiente.

2. Colocación de tacos de neopreno.

3. Colocación de la placa.



4. Nivelación y aplomado. Utilizar cuñas si fuera necesario.
5. Colocación de la junta vertical y horizontal de poliuretano por el paramento interior.
6. Colocación de gatos.
7. Comprobación de que la alineación es correcta.
8. Continuar extendiendo y compactando las sucesivas capas de relleno y colocando las armaduras en los niveles correspondientes.

El resto del montaje se continúa con las mismas especificaciones que las señaladas para la segunda fila de placas, tirando siempre plomada hasta la parte visible más baja del muro.

#### **2.4.2.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS:**

##### **VENTAJAS:**

- Facilidad para el manejo, transporte y logística en obra de las piezas de bloque, siendo manipulados a mano para su traslado y ubicación.
- El desperdicio de materiales en obra se minimiza por completo, al ser elementos prefabricados.
- Técnicamente se pueden diseñar estructuras de gran altura.



- Aspecto estético agradable proporcionando un buen acabado arquitectónico.
- Altos rendimientos en su construcción, los muros trabajan desde el mismo instante de su construcción, no requieren 28 días para alcanzar su madurez estructural y entra en servicio.
- No requiere de equipos especializados ni de materiales especiales para su construcción.
- Es de gran ventaja en zonas retiradas de difícil acceso.
- Facilidad para el manejo de curvas internas y externas. Por su forma prismática se ajusta a todos los radios, pudiendo generar así cambios de dirección agradables estéticamente.
- Por ser un muro segmentado permite la fácil adaptación a las condiciones paisajísticas, manejo de diferentes niveles en un mismo muro mediante el sistema de terrazas.

#### **DESVENTAJAS:**

- Requiere un espacio amplio para la base.
- Requiere relleno seleccionado (según recomendaciones de AASHTO).
- Requiere de ciertas consideraciones para los esfuerzos:
  - Corrosión (refuerzo metálico)
  - Degradación (refuerzo sintético)
- No está normado en el Perú (AASHTO)



## 2.4.3 MURO DE GRAVEDAD

### 2.4.3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL:

Son estructuras de contención convencionales que obtienen su soporte por la acción de su peso propio y de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad, son elementos principalmente pasivos, los cuales soportan cargas laterales por la tendencia del suelo a moverse, la altura que puede usarse en este muro es muy limitada, especialmente cuando se encuentra cimentada sobre suelos arcillosos.

Existen dos tipos generales de muros de gravedad:

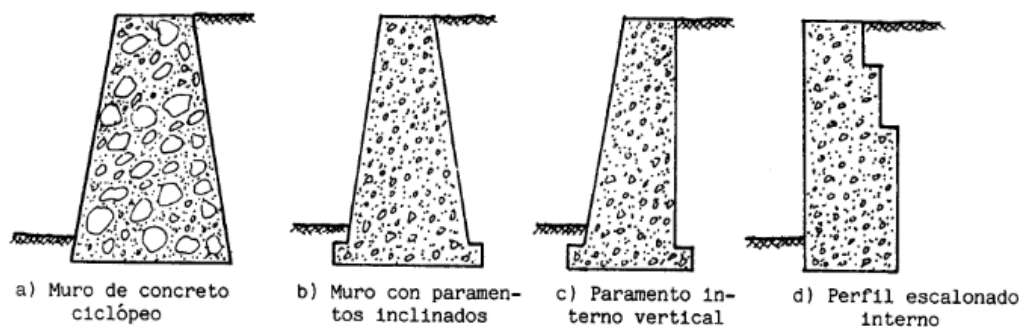
**Muros rígidos.-** se encuentran los muros de concreto reforzado, concreto simple y concreto ciclópeo.

**Muros flexibles.-** se incluyen los gaviones, los muros criba, los pedraplenes y los muros de tierra con llantas usadas entre otros. *Para nuestro diseño se considerara el muro de concreto simple.*

#### a.1 Características Generales:

- Siempre deben de cimentarse sobre suelos estables, por debajo de la superficie de falla con el objetivo de obtener fuerzas de reacción por fuera del movimiento, que aporten estabilidad no solo al muro sino al deslizamiento.

- La altura máxima prudente para las estructuras de gravedad es de 8 metros y en algunos tipos de muro hasta 4 metros.
- El diseño debe realizarse utilizando análisis de estabilidad de taludes y comprobando además la estabilidad intrínseca del muro, el factor de seguridad al deslizamiento y la capacidad de soporte en forma similar a los muros de concreto reforzado.
- Dadas las grandes dimensiones de la masa de concreto de estos muros, las cargas actuantes producen solo esfuerzos de pequeña magnitud, por lo cual se suele utilizar concreto de baja calidad en su construcción (con  $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ ).
- En el análisis de los muros se debe tomar en cuenta el peso propio del muro, los empujes laterales del suelo y las cargas gravitacionales del peso del relleno.



**Figura N° 40: TIPOS DE MUROS DE GRAVEDAD**  
*Fuente: Suelos, Fundaciones y Muros, María Graciela Fratelli*

## a.2 Dimensiones de la Estructura:

- El espesor de la corona del Muro:

$$B = H/12 \geq 0.3 \text{ m}$$

- El ancho de la base del Muro:

$$B = (0.50 - 0.70) H$$

- El espesor de la zapata de la cimentación:

$$D = H/8 - H/6$$

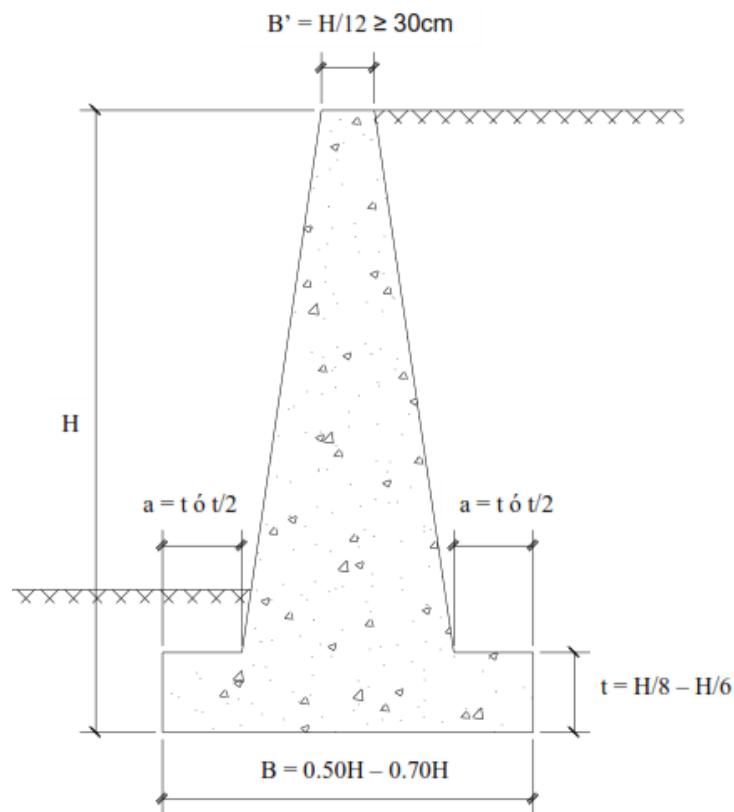


Figura N° 41 : DIMENSIONES TENTATIVAS PARA DISEÑO DE MUROS A GRAVEDAD

Fuente: Elaboración del Tesista

## a.3 Condiciones de Diseño:

El procedimiento a seguir consiste en la repetición sucesiva de dos pasos:





- La selección tentativa de las dimensiones de la estructura.
- El análisis de la estabilidad de la misma frente a las fuerzas que la solicitan. Si el análisis indica que la estructura no es satisfactoria, se alteran las dimensiones y se efectúa un nuevo análisis y así sucesivamente; para el cálculo de este análisis se calcula primero la magnitud de las fuerzas que actúan por arriba de la base del muro, incluidos el empuje de la tierra y el peso propio del muro, luego se investiga la estabilidad del muro con respecto al volcamiento.

#### **a.4 Aplicaciones:**

Controlan el deterioro de los márgenes de los ríos, son de utilidad en el mantenimiento de las áreas útiles de cultivo y también sirven para la delimitación de predios, protegiendo las vías y casas de las áreas urbanas.

#### **2.4.3.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:**

- Se traslada al terreno las dimensiones y formas indicadas en los planos de la estructura.
- Excavación y movimiento de tierras se realizara a cielo abierto y por medios manuales, utilizando picos y palas.



- Nivelación del terreno con el uso de una plancha compactadora.
- Colocación del solado de concreto a la zapata del muro.
- Ejecutar el encofrado del muro, se procederá a encofrar la parte externa del muro.
- Vaciado del concreto, para esto se usará la mezcladora para una mejor combinación de todos los materiales y para evitar que queden vacío o aire atrapado dentro de la mezcla al momento de vaciar el concreto será conveniente usar una vibradora.

### 2.4.3.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS

#### VENTAJAS:

- No van armados
- Son efectivos a pequeñas alturas
- Son eficientes para estabilizar deslizamientos pequeños.
- Su diseño es sencillo al realizar análisis de estabilidad.
- Son económicos para alturas moderadas, menores de 5 metros.
- Tienen mayor durabilidad y resistencia al deterioro ambiental.



### **DESVENTAJAS:**

- No se pueden establecer en terrenos de baja resistencia y cohesión(muy húmedos)
- No estabilizan grandes deslizamientos, debido a que su mecanismo se basa únicamente a su peso.
- Nunca pueden diseñarse para trabajar a flexión, aunque se admitirán esfuerzos pequeños.
- No es económico para muros altos.

## **2.4.4 MURO EN VOLADIZO**

### **2.4.4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL**

Los muros en voladizo resisten el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a los que están sujetos.

Este tipo de muro generalmente es más económico para alturas menores de 7 metros.

La forma más usual es la llamada T, que logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que la tierra colocada en la parte posterior de ella, impide el volcamiento y carga el muro aumentando la fricción suelo-muro en su base,



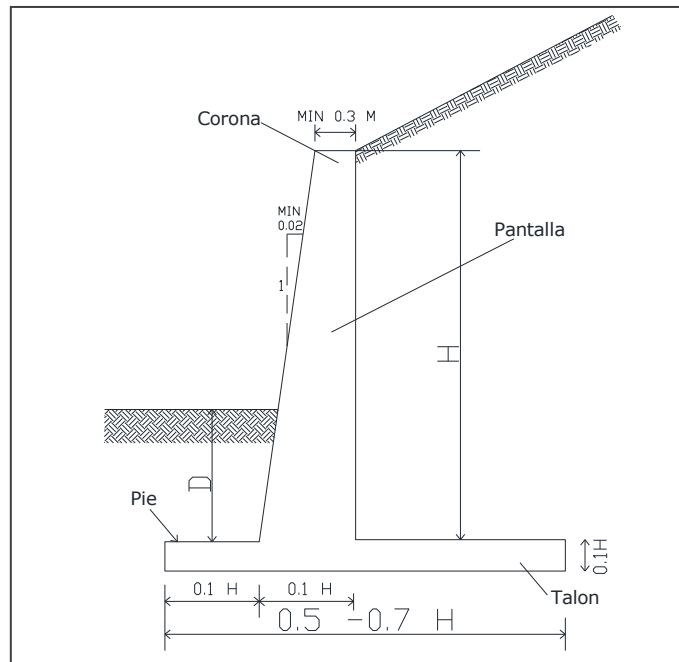
mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento.

Estos muros están diseñados para soportar la presión de tierra, el agua se debe eliminar mediante diversos sistemas de drenaje. Si el terreno no está drenado adecuadamente, se podrán presentar presiones hidrostáticas no deseables.

La pantalla de concreto en este tipo de muros son por lo general relativamente delgadas, su espesor oscila alrededor de  $(1/10)$  de la altura del muro, y depende de las fuerzas cortante y momentos flectores originados por el empuje de tierra. El espesor de la corona debe ser lo suficientemente grande para permitir la colocación del concreto fresco, se usa mayormente como mínimo 30 cm, según DAS, Braja M., en su texto *Principios de la Ingeniería de Cimentaciones*, p. 389,

El espesor de la base es función de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas delante y detrás de la pantalla, por lo tanto, el espesor depende directamente de la posición de la pantalla en la base, si la dimensión de la puntera es de aproximadamente  $1/3$  del ancho de la base, el espesor de la base generalmente queda dentro del intervalo de  $1/8$  a  $1/12$  de la altura del muro.

Las dimensiones tentativas, son las mostradas en la figura N°42.



**Figura N° 42 : PRE DIMENSIONAMIENTO DE MURO EN VOLADIZO**

*Fuente: Principios de la Ingeniería de Cimentaciones, DAS, Braja M*

El refuerzo que se les añade a los muros de contención en voladizo se realiza para poder resistir los esfuerzos de flexión que el concreto simple no podría, de forma que el muro actúa en similitud a una viga sometida a flexión, el análisis de este tipo de muro se realiza como si de este elemento se tratase.

El refuerzo, también, es añadido a la zapata, que además es sometida a flexión y que mediante este se logra un mejor confinamiento, asegurando un adecuado comportamiento entre el voladizo y la zapata. El hecho de poder añadir refuerzo logra disminuir los espesores de los elementos.



#### 2.4.4.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

- **Replanteo:** Antes de comenzar la construcción del muro, se debe realizar el trazado del área de excavación con ayuda de cordeles y estacas y equipos topográficos.
- **Excavación y Movimiento de Tierras:** Luego de haber realizado el replanteo en el área de trabajo, se procede a la excavación masiva del terreno, dicha excavación puede ser con maquinaria o manualmente, dicha excavación se realizara hasta alcanzar los niveles indicados en el expediente técnico o hasta encontrar un suelo firme donde se apoyara el muro. De lo contrario si el muro se asienta sobre un terreno no compacto, éste podría voltearse.  
  
La excavación debe tener, en lo posible, todas las paredes verticales y el fondo plano. En algunos casos será necesario colocar un encofrado para asegurar la verticalidad de las paredes del cimiento.
- **Solado para cimiento:** Es el concreto que se aplica al fondo de las excavaciones con el fin de proteger el piso de cimentación y el refuerzo, de cualquier tipo de contaminación o alteración de las condiciones naturales del terreno.



- **Colocación de la Armadura de la zapata:** se preparará la armadura de acero que hará resistente y sólido el muro de contención. Se colocara antes del vaciado del cimiento. Las varillas de acero no deben presentar fisuras. Las que ya se han doblado no deben enderezarse, por este motivo no es recomendable el uso de fierro obtenido de demoliciones. Las varillas de refuerzo deben estar libres de óxido, de tierra, de aceites, de pintura, de grasa y de cualquier sustancia que pueda disminuir su adherencia al concreto. La confección de la armadura de acero de acuerdo a lo que se indican en los planos, se deberá contar con la cantidad de refuerzos horizontales y verticales suficientes, y considerar el largo de anclaje y de empalmes, si los hubiera. El acero de refuerzo se colocara en su posición final luego de ser armado fuera de las zanjas. Para impedir su movimiento al momento del vaciado del concreto, se utilizan listones de madera de 2" x 2", así como templadores hechos con alambre N° 16, que van a ambos lados y se fijan a estacas. La armadura deberá quedar bien fijada, de manera que no se mueva al momento del vaciado.
  
- **Encofrado Y Desencofrado Para Zapatas:** luego de colocar el acero se procederá a los encofrados para zapatas de los muros de contención los cuales serán realizadas con madera,



las que formaran módulos que podrán ser ensambladas y fijadas unas a otras con pernos de anclaje para encofrado, debiendo obtener con ello la forma requerida y estar de acuerdo con lo especificado en las normas ACI 347-68. Estos deben tener la capacidad suficiente para resistir la presión resultante de la colocación y vibración del concreto y la suficiente rigidez para mantener las tolerancias especificadas. Las formas deberán ser herméticas para prevenir la filtración del concreto y serán debidamente arriostradas entre sí de manera que se mantengan en la posición y postura deseada con seguridad.

- **Concreto en zapata:** Luego de realizar el encofrado se procede a realizar el vaciado de concreto en zapatas. El concreto a utilizar será ejecutado con una resistencia a la compresión de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  a los 28 días. El asentamiento "SLUMP" medida en el cono de Abrahams tendrá un valor de 2" como máximo.
- **Encofrado de la cara exterior :**El encofrado del muro deberá permanecer siempre vertical, lo cual se puede verificar con el uso de una plomada. También deberá ser lo suficientemente resistente para soportar la fuerte presión lateral del concreto, así como el vibrado del mismo.





El encofrado generalmente está conformado por tablas de madera, que estarán unidas por barrotes de madera separados a una distancia máxima de 1.50 m. Asimismo, se deberá verificar que los paneles estén debidamente asegurados y arriostrados con ayuda de puntales y estacas.

La altura del encofrado debe hacerse por paños completos, para poder vaciar el concreto de una sola vez y no debilitar el comportamiento del muro. Es decir, si el muro tiene 3 m de altura, no debe hacerse primero 2 m y el resto después.

- **Vaciado Del Concreto:** deberá usarse mezcladora para una mejor combinación de los materiales. Para evitar que queden vacíos o aire atrapado dentro de la mezcla al momento de vaciar el concreto, es conveniente usar una vibradora. También se puede hacer mediante un "chuceo", que consiste en introducir con movimientos verticales una barra de acero de ½" en el concreto fresco.

- **Desencofrado:** Los diferentes elementos que integran el encofrado, se retirarán sin producir vibrado ni choques en la estructura. Se recomienda el empleo de cuñas, de patas de cabra o de otros dispositivos similares.

No se realizará el desencofrado hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia necesaria para soportar los esfuerzos



a los que va estar sometido durante y después del desencofrado. En cuanto se retire el encofrado, es importante proceder al curado, por lo menos durante 7 días.

#### - **Relleno Y Plataforma**

Cuando el muro de contención ya está listo para recibir las fuerzas y pesos que se le aplicarán, siete días después del vaciado, se nivelan las plataformas resultantes y se rellenan los lugares del terreno que presenten desniveles con relación al nivel del muro. Si hubiera material excedente, éste debe ser retirado.

Al rellenar, hay que tener en cuenta el espacio para el falso piso, que es una capa de concreto de 4" de espesor que sirve de base para el piso definitivo. El falso piso debe quedar nivelado con la parte superior del muro de contención.

### **2.4.4.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS**

#### **VENTAJAS**

- En alturas mayores, los muros en voladizo son más económicos que los muros a gravedad debido a que el peso para la estabilidad del muro proporciona el relleno del talud que se encuentra sobre la losa del talón del muro.



- La base del muro se dispone en talón y pie el cual necesita una menor área de corte en situaciones de un talud adyacente a una vía.
- Al realizar el proceso constructivo se emplean técnicas convencionales de la construcción, los cuales en su mayoría son conocidos por los maestros de construcción.

### **DESVENTAJAS**

- Para alturas mayores de 6 o 7 metros resulta costoso por el incremento del espesor.
- Debido a los cortes y al gran espacio de desarrollo del talud, los volúmenes de relleno y corte incrementan el costo de la construcción.
- Los cálculos de diseño son mucho más complejos ya que esta lleva los cálculos de refuerzo.

## **2.4 PARAMETROS DE DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN**

Para diseñar apropiadamente un ingeniero debe conocer ciertos parámetros básicos:

- ***Propiedades de los suelos:***

El suelo de fundación es un material no consolidado formado por una gran variedad de partículas minerales, con líquidos y gases incluidos,



adicionalmente también pueden contener materias orgánicas que afectan las propiedades mecánicas de los suelos.

### ***Clasificación de los suelos en ingeniería***

Pueden clasificarse en los siguientes tipos:

Suelos de grano grueso	{ gravas arenas
Suelos de grano fino	{ limos loess Arcillas

### ***Características físicas y mecánicas de los suelos:***

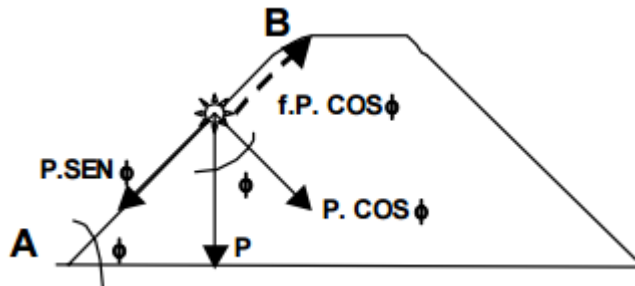
Es importante conocer ciertas características de los suelos para poder determinar qué sistema de muro de contención se puede emplear:

#### ***- Angulo de fricción interna ( $\phi$ )***

Un volumen de tierras que suponemos sin cohesión alguna, derramado libremente sobre un plano horizontal, toma un perfil de equilibrio que nos define el ángulo de talud natural de las tierras o ángulo de fricción interna del suelo  $\phi$ .

Las partículas resbalan a lo largo del talud A – B , o talud natural de las tierras, que constituye la inclinación límite, más allá de la cual la partícula no puede mantenerse en equilibrio.

En la figura N° 43 se muestra un volumen de tierra derramado libremente y las fuerzas que origina una partícula sobre el talud. Considerando un elemento de peso  $p$  que reposa sobre el talud, la componente según el talud vale:  $p \cdot \text{Sen } \phi$ , y el equilibrio se establece entre dicha componente y la fricción que se desarrolla por el efecto de la componente normal al talud:  $p \cdot \text{Cos } \phi$ , al ponerse en movimiento dicha partícula.



*Figura N° 43 : FUERZAS ACTUANTES EN UNA PARTICULA DE SUELO  
Fuente: elaboración del Tesista*

Si designamos  $f$  el coeficiente de fricción de las tierras consigo mismas, la fuerza de fricción originada por el peso de la partícula en la dirección del talud A – B es:  $f \cdot p \cdot \text{Cos } \phi$

En el equilibrio:

$$p \cdot \text{Sen } \phi = f \cdot p \cdot \text{Cos } \phi \dots\dots\dots(12)$$

$$f = \text{Tan } \phi \dots\dots\dots(13)$$

Por lo tanto la tangente del ángulo del talud natural es igual a la fricción interna de las tierras. El ángulo  $\phi$  y el peso específico de los suelos  $\gamma$ , son variables y dependen del tipo de suelo y del estado de humedad, etc. En la tabla N° 6, se indican valores  $\phi$  y  $\gamma$ ,



correspondientes a distintos tipos de suelos que se consideran desprovistos de cohesión.

Tabla N° 6 : VALORES DE  $\phi$  Y  $\gamma$  PARA DISTINTOS TIPOS DE SUELOS

<i>Tipo de terreno</i>	$\phi^a$	$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )
<i>Arcilla suave</i>	0 - 15	1440 - 1920
<i>Arcilla media</i>	15 - 30	1600 - 1920
<i>Limo seco y suelto</i>	27 - 30	1600 - 1920
<i>Limo denso</i>	30 - 35	1760 - 1920
<i>Arena suelta y grava</i>	30 - 40	1600 - 2100
<i>Arena densa y grava</i>	25 - 35	1920 - 2100
<i>Arena suelta, seca y bien graduada</i>	33 - 35	1840 - 2100
<i>Arena densa, seca y bien graduada</i>	42 - 46	1920 - 2100

Fuente: <http://geotecnia-sor.blogspot.pe/2012/01/historia-de-la-geotecnia-precursores-de.html>

Es el valor que representa el coeficiente de rozamiento, siendo definida por el ángulo cuya tangente es la relación la fuerza que resiste el deslizamiento a lo largo del plano y la fuerza normal “p” aplicada a dicho plano; el valor del ángulo varía, 0° para arcillas plásticas, hasta 45° o más para gravas y arenas secas y para las arenas es alrededor de 30°.

#### - **Cohesión (c)**

Es la atracción entre partículas, originada por las fuerzas moleculares y las películas de agua. Por lo tanto, la cohesión de un suelo variará si cambia su contenido de humedad.



- ***Peso específico o volumétrico (Y)***

*Se designa por Y el peso específico del suelo in situ no sumergido, es decir el peso de la muestra que ocupa el volumen unitario. Implica particularmente el agua comprendida naturalmente entre sus partículas sólidas.*

- ***Plasticidad***

*Es la propiedad que presenta un suelo de poder deformarse sin llegar a la falla.*

### **2.5.1 ESTABILIDAD**

Tiene como objetivo valorar 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, se realiza comparando las acciones que tienden a estabilizar la estructura con aquella que tienden a desestabilizarla, se debe considerar lo siguiente:

- Peso propio del elemento de contención.
- Empuje y peso del terreno circundante.
- Empujes debido al agua en forma de presión intersticial.
- Cargas y Sobrecargas sobre el muro de contención.
- Efectos sísmicos.
- Empujes de terrenos expansivos, debido a la congelación del agua.

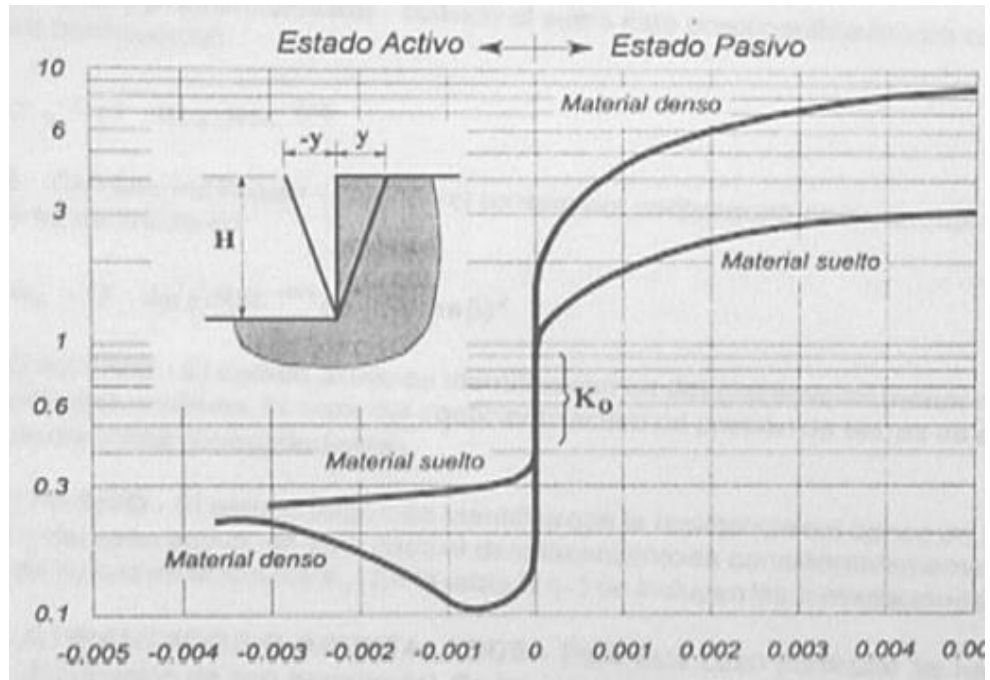


Para estados límites últimos, el análisis de estabilidad de muros de contención se realiza bajo dos conceptos: análisis estabilidad externa, para todo tipo de muros y el análisis de estabilidad interna se realiza principalmente para muros de tierra mecánicamente estabilizada.

El peso propio del muro: esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección, y puede calcularse de manera fácil subdividiendo la sección del muro en áreas parciales sencillas y de propiedades geométricas conocidas.

La presión que la tierra ejerce sobre el muro que la contiene mantiene una relación directa con el desplazamiento del conjunto, en el estado natural si el muro no se mueve se dice que existe presión de reposo; si el muro se mueve alejándose de la tierra o cede, la presión disminuye hasta una condición mínima denominada presión activa. Si el muro se desplaza contra la tierra, la presión sube hasta un máximo denominado presión pasiva.





**Figura N° 44 : ROTACIÓN DEL MURO DE CONTENCIÓN,  $Y/H$**

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado (Torres,2008)

El diseño suele empezar con la selección de dimensiones tentativas para luego verificar la estabilidad de esa configuración. Por conveniencia, cuando el muro es de altura constante, puede analizarse un muro de longitud unitaria, de no resultar la estructura seleccionada satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevas verificaciones hasta lograr la estabilidad y la resistencia requerida. En un muro pueden fallar las partes individuales por no ser suficientemente fuertes para resistir las fuerzas que actúan, para diseñar contra esta posibilidad se requiere la determinación de espesores y refuerzos necesarios para resistir los momentos y cortantes.



El análisis de estabilidad de un muro de contención desde un punto de vista geotécnico, se debe realizar a partir de la definición de dos estados límites: *estados límites últimos*, asociados con el colapso total o parcial del terreno o con el fallo estructural del muro; y *estados límites de servicio*, asociados con determinados requisitos impuestos a las deformaciones del terreno por razones estéticas y de servicio.

Para estados límites últimos, el análisis de estabilidad de muros de contención 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.

Para el análisis de estabilidad externa, las principales comprobaciones que han de realizarse son las siguientes:

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

Para el análisis de estabilidad interna, dado que se efectúa en muros de tierra mecánicamente estabilizada, las principales comprobaciones que han de realizarse son las siguientes:

- Resistencia de rotura al material de refuerzo.
- Resistencia a la adherencia del material de refuerzo



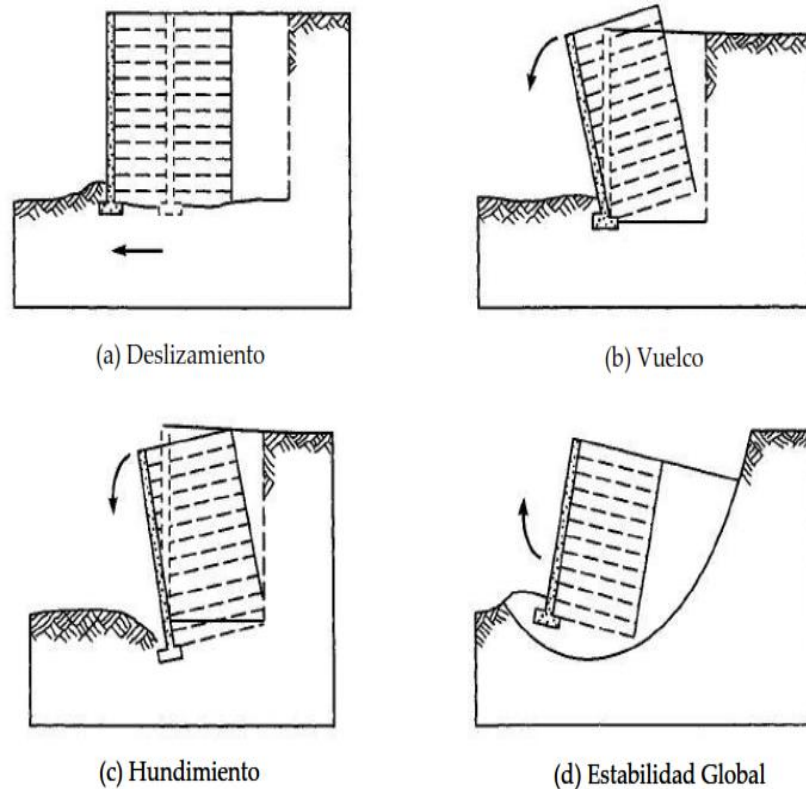
Para el caso de los estados límites de servicio, se deben considerar las siguientes comprobaciones:

- Movimientos y deformaciones del muro de contención.
- Asientos y giros del elemento estructural en relación a los movimientos del terreno.

En los siguientes apartados , se desarrollaran los estudios de estabilidad para estados limites últimos que son que llevan en mayor medida al fallo estructural de los muros de contención de tierra y que por tanto entregan los valores más críticos del dimensionamiento de la estructura.

#### **2.5.1.1 ESTABILIDAD EXTERNA**

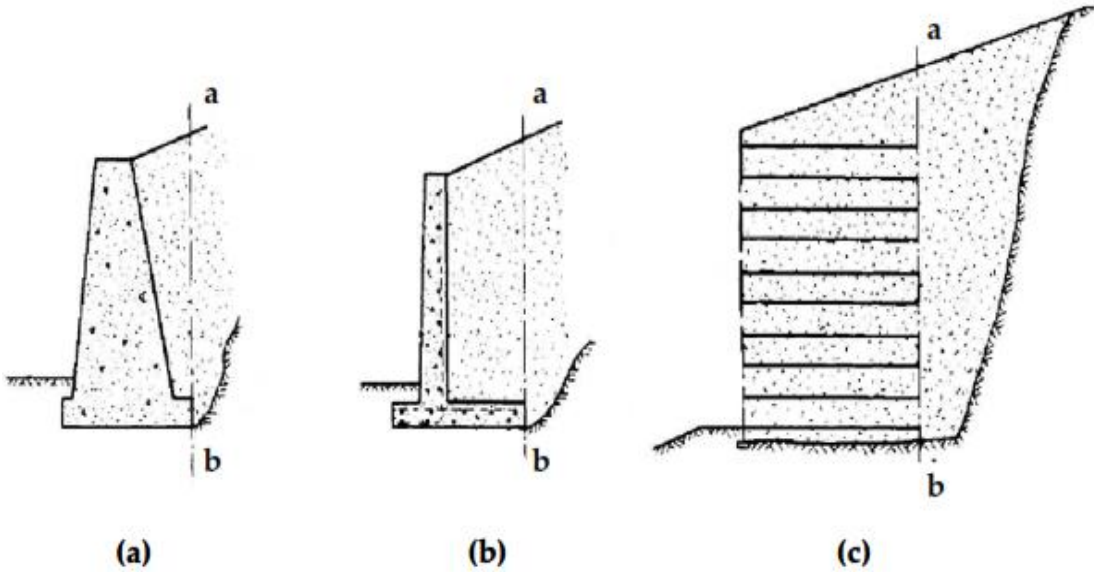
La evaluación de la estabilidad externa de un muro de contención de tierras se realiza analizando cuatro estados limites últimos, los cuales se detallan en la figura N° 40



**Figura N° 45 : COMPROBACIÓN DE LA ESTABILIDAD EXTERNA DE MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS**

*Fuente: Tesis doctoral estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su intracción con el terreno, para empleo en obras de infraestructura viaria*

Para la comprobación de la estabilidad, en muchos muros de contención de tierras se adopta una simplificación con relación a la zona del trasdós donde se desarrolla la aplicación del empuje activo del relleno y de las acciones actuantes, el que es presentado en la figura N° 45 para tres tipologías de muros.



**Figura N° 366 : UBICACIÓN DE LOS EMPUJES EN EL TRASDÓS DE MUROS: (A) MUROS DE GRAVEDAD; (B) MUROS EN VOLADIZO; (C) MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA**

*Fuente: Soil Mechanics in engineering Practice(Terzaghi,1996)*

Considerando que el trasdós virtual **ab** definido es vertical, la presión lateral de tierras activa puede ser obtenida mediante la aplicación de la teoría de Rankine.

Para este cálculo se asume como un macizo rígido conformado por el paramento y la masa de suelo reforzada. El coeficiente de presión activo  $K_{af}$  se calculara en base al ángulo de fricción interna del material de relleno. en caso de no conocerse este dato se empleara un ángulo de  $30^\circ$  .

El coeficiente activo de presiones de tierra es calculado para muros verticales (muros con una inclinación en su cara de menos de  $8^\circ$  con respecto a la vertical) y un relleno horizontal, por lo tanto tenemos que:

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \dots \dots \dots (14)$$



Dónde:

$\varphi$  = ángulo de fricción del relleno.

Para el análisis de estabilidad externa, las principales comprobaciones que han de realizarse son:

### A. Estabilidad contra deslizamiento

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

$$FS_{(DESLIZAMIENTO)} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} = \frac{(V_1 + V_2 + F_V)(\tan\phi)}{F_H} \geq 1.5 \dots (15)$$

Dónde:

$\sum F_R$  = Suma de las fuerzas horizontales resistentes por unidad de longitud del muro

$\sum F_d$  = Suma de las fuerzas horizontales de empuje

En general se requiere un factor de seguridad de 1.5 contra deslizamiento.

Para determinar  $F_R$  y  $F_d$ , 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 su trasdós, 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  $F_R$  puede ser obtenida a partir de la ecuación de la resistencia al corte de los suelos, mediante la siguiente expresión:

$$F_R = (B \text{ o } L) \cdot c^* + \sum F_V \cdot \text{tg} \delta \dots\dots\dots(16)$$

Dónde:

- $B \text{ o } L$  corresponde al ancho de la cimentación del muro
- $c^*$  es la cohesión reducida del terreno de cimentación que 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.
- $\delta$  es la fricción que se desarrolla entre el suelo y cimiento y que puede adoptar los valores siguientes:



*Tabla N° 7 : VALORES MAXIMOS DEL ANGULO DE ROZAMIENTO  
ROZAMIENTO  $\delta$  EN FUNCIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL  
RELLENO  $\phi'$*

TIPO DE PARAMENTO	SUELOS GRANULARES Y SUELOS COHESIVOS A LARGO PLAZO	SUELOS COHESIVOS A CORTO PLAZO
Paramento perfectamente lisos	0	0
Acero	$\frac{2}{3}\phi'$	0
Hormigón prefabricado/otros tipos de fábricas/escollera/madera	$\frac{2}{3}\phi'$	0
Hormigonado contra el terreno	$\phi'$	0

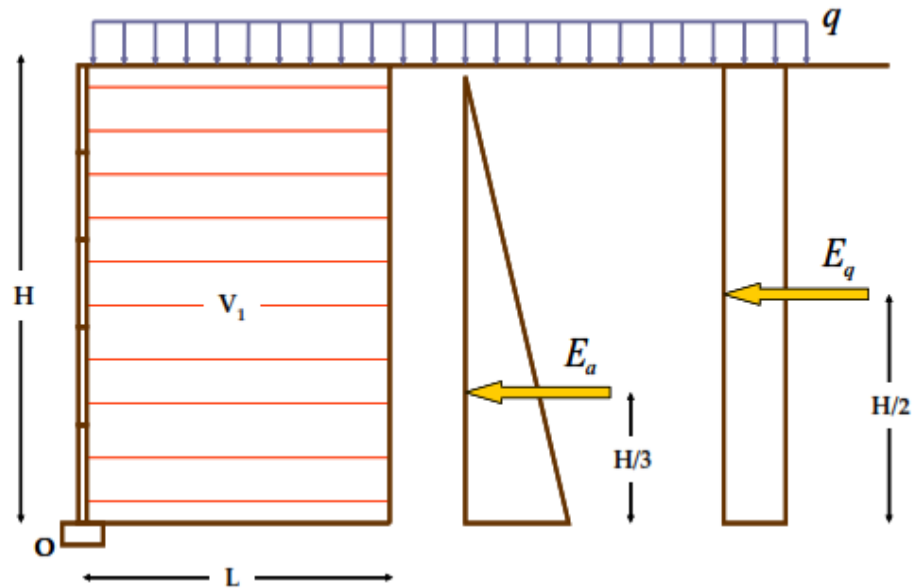
*Fuente: Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias*

## **B. Estabilidad contra volteo**

La estabilidad al volcamiento, los momentos se toman respecto a la arista inferior de la zapata en el extremo de la puntera.

El factor de seguridad respecto al punto de giro situado en la arista exterior de la cimentación del muro.





**Figura N° 47: ESQUEMA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA ESTABILIDAD AL VUELCO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE TIERRAS**

*Fuente: Tesis doctoral estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno, para empleo en obras de infraestructura viaria*

$$FS(\text{VOLTEO}) = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \dots\dots\dots(17)$$

$$= \frac{\sum \text{Momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo}}{\sum \text{Momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro}}$$

Donde:

$$\sum M_O = E_{ah} \left(\frac{H}{3}\right) + C \left(\frac{H}{2}\right) \dots\dots\dots(18)$$

El factor de seguridad a partir de las acciones presentadas es obtenido como sigue:

$$FS_{\text{VOLTEO}} = \frac{V_1 \left(\frac{L}{2}\right) + V_2 \left(\frac{2L}{3}\right) + FV(L)}{FH \left(\frac{h}{3}\right)} \geq 2.0 \dots\dots\dots(19)$$



Ubicación de la resultante en la base:

$$\overline{CE} = \left( \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} \right) > \frac{B}{3} \dots \dots \dots (20)$$

**C. Estabilidad al hundimiento**

La presión vertical, tal como es transmitida al suelo por la losa de base del muro de retención, debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo. La variación de la presión vertical transmitida por la losa de base al eje 0 (Fig N°47), nótese que  $q_{punta}$  y  $q_{talón}$  son las presiones máxima y mínima que ocurran en los extremos de las secciones de la punta y el talón, respectivamente.

El momento neto de esas fuerzas respecto al punto de giro situado al pie del muro

$$M_{neto} = \sum M_R - \sum M_O \dots \dots \dots (21)$$

Entonces la excentricidad de la resultante:

$$e = \frac{ET}{2} - \overline{CE} \dots \dots \dots (22)$$

Siendo  $ET$  : longitud de base

La distribución de presiones bajo la losa de base se determina usando los principios de la mecánica de materiales:

$$q = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_{neto}y}{I} \dots \dots \dots (23)$$

Dónde:

$$M_{neto} = \text{momento} = (\sum V) e \dots \dots \dots (24)$$



$I$  = momento de inercia por unidad de longitud de la sección

$$\text{base} = \frac{1}{12}(1)(B^2)$$

Para las presiones máxima y mínima, el valor de  $y$  es igual a  $B/2$

$$q_{max} = q_{punta} = \frac{\sum V}{(B)(1)} + \frac{e(\sum V) \frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \dots \dots (25)$$

Similarmente:

$$q_{min} = q_{talon} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \dots \dots \dots (26)$$

Las relaciones para la capacidad última de carga de una cimentación superficial son:

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \dots \dots (27)$$

*Dónde:*

- $q_u$  es la capacidad de carga ultima del suelo de cimentación
- $N_c, N_q$  y  $N_\gamma$  son factores de capacidad de carga
- $\gamma_2$  y  $C_2$  corresponden a los parámetros del suelo de cimentación
- $F_{cd}, F_{ci}, F_{qd}, F_{qi}, F_{\gamma d}, F_{\gamma i}$  Son los factores de forma, profundidad de inclinación de la cimentación
- $q = \gamma_2 D \dots \dots \dots (28)$
- $B' = B - 2e \dots \dots \dots (29)$
-



$$- F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D}{B'} \dots \dots \dots (30)$$

$$- F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \text{sen } \phi_2)^2 \frac{D}{B'} \dots \dots \dots (31)$$

$$- F_{\gamma d} = 1 \dots \dots \dots (32)$$

$$- F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2 \dots \dots \dots (33)$$

$$- F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi_2^\circ}\right)^2 \dots \dots \dots (34)$$

$$- \psi^\circ = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V}\right) \dots \dots \dots (35)$$

**Tabla N° 8 : FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA**

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \phi$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

\* Según Vesic (1973)

Fuente: " Principios de Ingeniería de cimentación ",(Braja M Das,2000)



Una vez que la capacidad última del suelo ha sido calculada, el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga se determina:

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{max}} \dots \dots \dots (36)$$

Se requiere un factor de seguridad 3

### 2.5.1.2 ESTABILIDAD INTERNA:

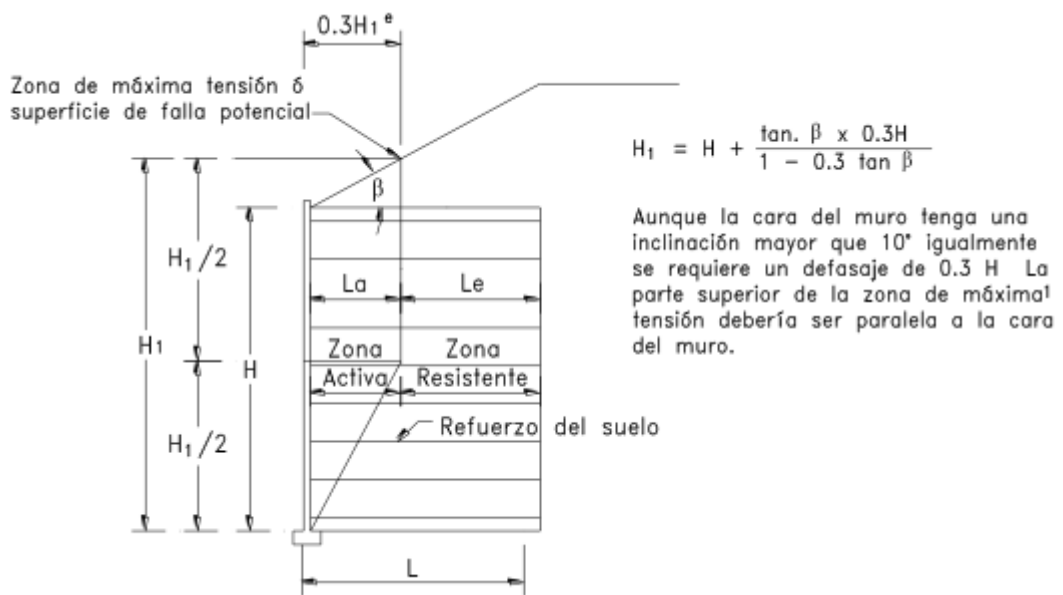
El análisis de estabilidad interna se realiza principalmente en muros de tierra mecánicamente estabilizada y está orientado a evaluar, por un lado, la resistencia a la rotura de las armaduras de refuerzo que se utilizan en este tipo de estructuras y por otro determinar la resistencia al arrancamiento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

Las armaduras que se emplean en este tipo de estructuras usualmente son fabricadas de tiras de acero o polímeros, en que la tensión se desarrolla principalmente por fuerzas de fricción entre el refuerzo y el suelo que lo circunda.

El mecanismo de funcionamiento de un muro consiste en el rozamiento entre el relleno y las armaduras. Para el análisis de estabilidad interna se supone que el comportamiento del material de relleno corresponde al de un suelo que posee una cohesión anisotrópica proporcional a la resistencia a la

tensión de las armaduras. Pueden sufrir problemas debido a la estabilidad interna en dos formas distintas:

- Resistencia a la Ruptura de las armaduras de refuerzos
- Falta de adherencia entre el refuerzo y el material de relleno.



**Figura N° 4378 : REFUERZOS INEXTENSIBLES**  
Fuente: *Soil Mechanics in engineering Practice*(Terzaghi,1996)

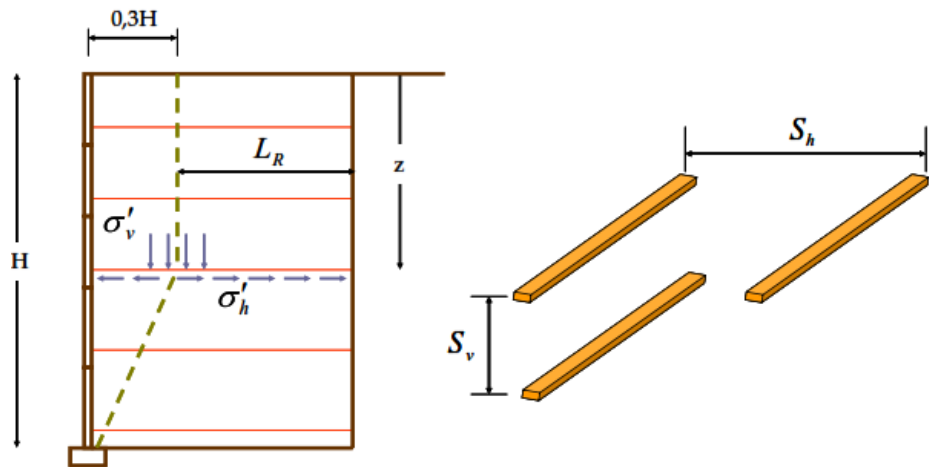
### Resistencia a la ruptura de las armaduras de refuerzo:

Para cualquier nivel de armadura, la tensión horizontal en el contorno de la línea de máximas tracciones de obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma'_h = K_r \cdot \sigma'_v \dots \dots \dots (37)$$

Dónde :

- $K_r$  es el coeficiente de tensión lateral de tierras
- $\sigma'_v$  la tensión vertical sobre la armadura de refuerzo debido al peso propio del relleno reforzado mas cualquier sobrecarga existente sobre el muro.



**Figura N° 49 : TENSIONES QUE SE DESARROLLAN EN LAS ARMADURAS DE REFUERZOS EN MUROS DE TIERRA ARMADA**

*Fuente: Tesis doctoral Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su intracción con el terreno, para empleo en obras de infraestructura viaria*

La tracción máxima que se crea en cada armadura, puede ser obtenida a partir de las siguientes formulaciones:

$$T_{max} = \sigma'_h \cdot S_h \cdot S_v \dots\dots\dots(38)$$

Dónde:

- $\sigma'_h$  tensión horizontal de la armadura
- $S_h$  y  $S_v$  , son el espaciamiento horizontal y vertical entre armaduras de refuerzo.



$$T_{max} = \sigma'_h \cdot S_h \cdot R_C \dots \dots \dots (39)$$

Dónde:

- $R_C$  es la razón de cobertura y es igual a  $b/S_h$  , siendo  $b$  el ancho de la armadura de refuerzo.

$$T_{max} = \sigma'_h \cdot A_t \dots \dots \dots (40)$$

Dónde:

- $A_t$  corresponde al área tributaria y que es definida como el área igual a dos veces el ancho del panel por el espaciamiento vertical  $S_v$  .

A partir de la  $T_{max}$  a la que estará sometida la armadura de refuerzo, es posible determinar la resistencia a la rotura a partir de un factor de seguridad que es obtenido como:

$$FS_{rotura} = \frac{f_s \cdot b \cdot e}{T_{max}} \dots \dots \dots (41)$$

Siendo:

- $f_s$  la resistencia a la fluencia de la armadura de refuerzo
- $b$  el ancho de la armadura de refuerzo
- $e$  el espesor de la armadura de refuerzo.

Resistencia al arrancamiento de las armaduras de refuerzo

La resistencia al arrancamiento está directamente relacionada con la longitud de la armadura en la zona resistente  $L_R$  y con el rozamiento que se crea entre el suelo y el elemento de





refuerzo. Así la resistencia contra el arrancamiento que se desarrolla en la armadura es:

$$t_{arrancamiento} = 2 \cdot b \cdot L_R \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \dots \dots \dots (42)$$

Siendo:

$\sigma'_v$  La tensión vertical sobre la armadura de refuerzo debido al peso propio del relleno reforzado más cualquier sobrecarga existente sobre el muro.

$\tan \delta$  el coeficiente de rozamiento que se desarrolla entre el suelo reforzado y el elemento de refuerzo.

$$FS_{arrancamiento} = \frac{2 \cdot b \cdot L_R \cdot f^* \cdot \sigma'_v}{T_{max}} \dots \dots \dots (43)$$

Dónde:

$f^*$  Coeficiente aparente de fricción que está definido en función de la rugosidad de la superficie del elemento de refuerzo.

### 2.5.2 EMPUJE DE TIERRA

Es la resultante de las presiones laterales ejercidas por el suelo sobre una estructura de contención o fundación. Estas presiones pueden ser debido al peso propio del suelo o a sobrecargas aplicadas sobre él.



El valor del empuje sobre una estructura depende fundamentalmente de la deformación que esta sufre debido a la acción de este empuje.

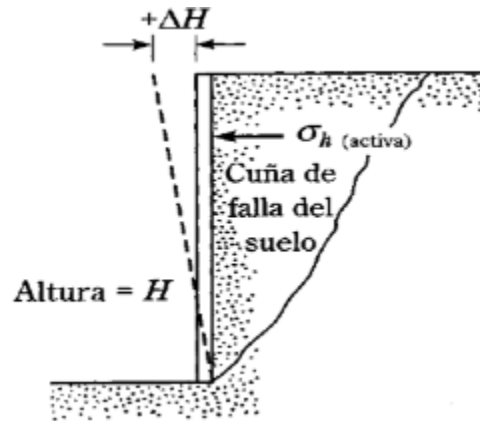
La determinación de los empujes actuantes es el paso más importante en el análisis de los muros de contención para este caso se deben considerar ciertos aspectos importantes:

1. la resistencia al corte del suelo, normalmente expresada por el criterio de Mohr – Coulomb, es decir su ángulo de fricción interna “ $\phi$ ” y su cohesión “ $c$ ”.
2. El peso específico del suelo, tanto en estado natural como en el estado de saturación completa.
3. El ángulo de fricción entre el suelo y la estructura en función del ángulo de fricción interna del suelo y del material de la estructura; así como la rugosidad de la superficie de contacto a través del macizo.
4. La posición del nivel de agua y las condiciones de flujo.
5. Cargas externas aplicadas sobre el macizo por estructuras construidas sobre él y por el tráfico de vehículos.
6. Cargas dinámicas provocadas por efectos sísmicos.

#### **2.5.2.1 EMPUJE ACTIVO**

Es el empuje o presión ejercida por el suelo contra el muro de contención; lo cual hace que el muro se incline respecto

al suelo contenido. Con suficiente inclinación del muro, fallara una cuña triangular de suelo detrás del muro.



**Figura N° 50: EMPUJE ACTIVO**

*Fuente: Análisis técnico económico para muros de contención (Aviles,2014)*

El empuje activo por lo tanto será:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \dots \dots \dots (44)$$

### 2.5.2.2 EMPUJE PASIVO

Cuando el movimiento del muro se produce hacia la masa del suelo contenido, manteniendo los esfuerzos  $\sigma_v$  constantes, se define el estado de empuje pasivo. Con suficiente movimiento del muro fallara una cuña del suelo.

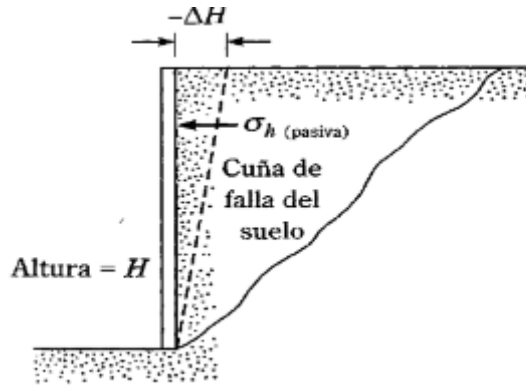


Figura N° 5138 EMPUJE PASIVO

Fuente: Análisis técnico económico para muros de contención (Avilés, 2014)

### 2.5.2.3 EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO

El muro no puede moverse lateralmente por ningún motivo.

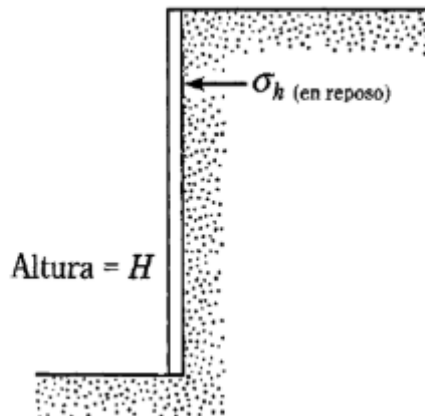


Figura N° 52: EMPUJE DE TIERRA EN REPOSO

Fuente: Análisis técnico económico para muros de contención (Avilés, 2014)

La determinación del empuje de reposo es realizada a través de expresiones empíricas, basadas en la determinación, en laboratorio o en el campo, de las presiones laterales. La expresión más utilizada en este caso está dada por:

$$K_o = \frac{P_o}{P_v} \dots \dots \dots (45)$$



$$K_o = 1 - \text{sen } \phi \dots \dots \dots (46)$$

Dónde:

$K_o$  = Coeficiente de empuje de reposo

$P_o$  = Presión lateral de reposo

$P_v$  = Presión vertical actuante

## 2.6 APLICACIÓN DE LAS TEORIAS DE LA PRESION LATERAL DE TIERRA AL DISEÑO

### 2.6.1 TEORIA DE RANKINE

Rankine considera a la masa de suelo como si estuviera en equilibrio plástico, que viene a ser el mínimo estado de equilibrio y que se encuentra en el suelo antes de la ruptura, este estado tiene gran importancia cuando se va a construir un muro de contención.

Los estados de equilibrio plástico tienen importancia en la práctica cuando se va a construir un muro de contención. El suelo adyacente al muro que según sea el caso forma parte de un terraplén o es de tierra de relleno se deposita siempre después de construido el muro y a medida que se realiza esta operación el muro sufre alguna deformación bajo el efecto de la presión creada.

El valor final del empuje depende no solamente de la naturaleza del suelo y de la altura del muro, sino también de la magnitud de la deformación o desplazamiento que el mismo sufre. Si este muro no se deforma o se desplaza, es probable que la presión de la tierra

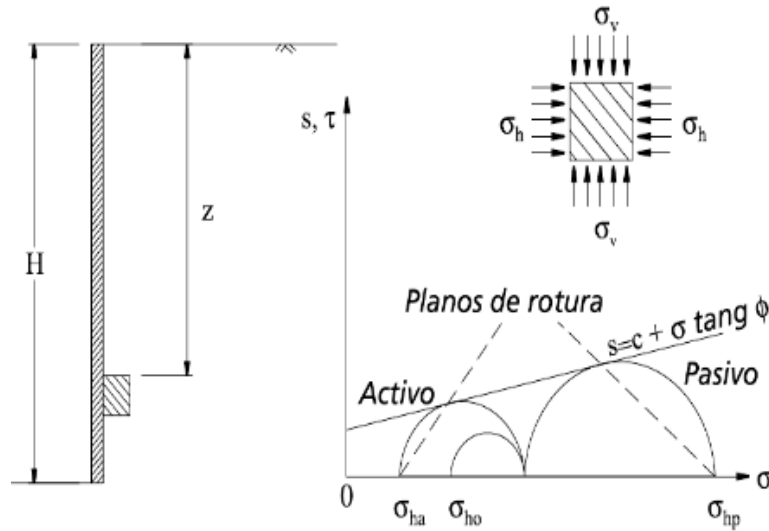


retenga para siempre un valor cercano al que le corresponde al mismo suelo en reposo.

Sin embargo, tan pronto el muro empieza a sufrir deformaciones que lo desplazan en una magnitud suficiente, aunque compatible con su estabilidad, se satisfacen automáticamente las condiciones de deformación para que el suelo adyacente pase del estado de reposo al de equilibrio plástico. Por esta razón para ser estable un muro de sostenimiento que puede deformarse o desplazarse debe tener un coeficiente adecuado respecto a los esfuerzos emergentes del empuje activo. A pesar de que la superficie de contacto con el suelo de todos los muros de sostenimiento es rugosa se pueden tener valores aproximada del empuje suponiendo que la misma es lisa; por lo cual Rankine consideró la hipótesis de una superficie lisa, es decir, que no existe fricción entre el muro y el suelo.

La teoría de Rankine se basó en las siguientes hipótesis:

- 1.- El suelo es una masa homogénea e isotrópica.
- 2.- No existe fricción interna entre el suelo y el muro.
- 3.- La cara interna del muro es vertical.
- 4.- La resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura ( $1/3 H$ ).



**Figura N° 53:39 DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN LATERAL**  
Fuente: Análisis técnico económico para muros de contención (Aviles,2014)

Al analizar el estado de tensión de un elemento de suelo localizado a una profundidad "z" junto al paramento se puede determinar la presión vertical " $\sigma_v$ " dado por:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \dots \dots \dots (47)$$

Dónde:

$\gamma$  = Peso específico del suelo

Mientras que el paramento permanezca en reposo, la tensión horizontal actuante sobre el elemento es indeterminada. Al ser desplazado del suelo, hasta la formación del estado activo, esta tensión puede ser determinada a partir de la envolvente de resistencia del material.

En este instante la tensión horizontal " $\sigma_h$ " esta dada por:

$$\sigma_h = K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \dots \dots \dots (48)$$



Dónde:

$K_a$  = coeficiente de empuje activo

A través de ese resultado se puede determinar el valor del empuje activo resultante “ $E_a$ ” sobre el paramento.

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} \dots \dots \dots (49)$$

Dónde:

H = altura total de desnivel del suelo

Tabla N°9 : VARIACION DEL  $K_A$  DE RANKINE

Ángulo de fricción $\phi$ del suelo (grados)	$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$
20	0.490
21	0.472
22	0.455
23	0.438
24	0.422
25	0.406
26	0.395
27	0.376
28	0.361
29	0.347
30	0.333
31	0.320
32	0.307
33	0.295
34	0.283
35	0.271
36	0.260
37	0.249
38	0.238
39	0.228
40	0.217
41	0.208
42	0.198
43	0.189
44	0.180
45	0.172

Fuente: Principio de ingeniería de cimentaciones (Braja,2001)





En el caso que el muro se mueva contra el suelo hasta el estado pasivo, se obtiene:

$$\sigma_h = K_p \cdot \gamma \cdot z + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \dots \dots \dots (50)$$

Dónde:

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \dots \dots \dots (51)$$

Siendo:

$K_p$  = coeficiente de empuje pasivo

A través de ese resultado se puede determinar el valor del empuje activo resultante “ $E_a$ ” sobre el paramento

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p} \dots \dots \dots (52)$$



Tabla N°10 : VARIACION DEL  $K_p$  DE RANKINE

Ángulo de fricción $\phi$ del suelo (en grados)	$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$
20	2.040
21	2.117
22	2.198
23	2.283
24	2.371
25	2.464
26	2.561
27	2.663
28	2.770
29	2.882
30	3.000
31	3.124
32	3.255
33	3.392
34	3.537
35	3.690
36	3.852
37	4.023
38	4.204
39	4.395
40	4.599
41	4.815
42	5.045
43	5.289
44	5.550
45	5.828

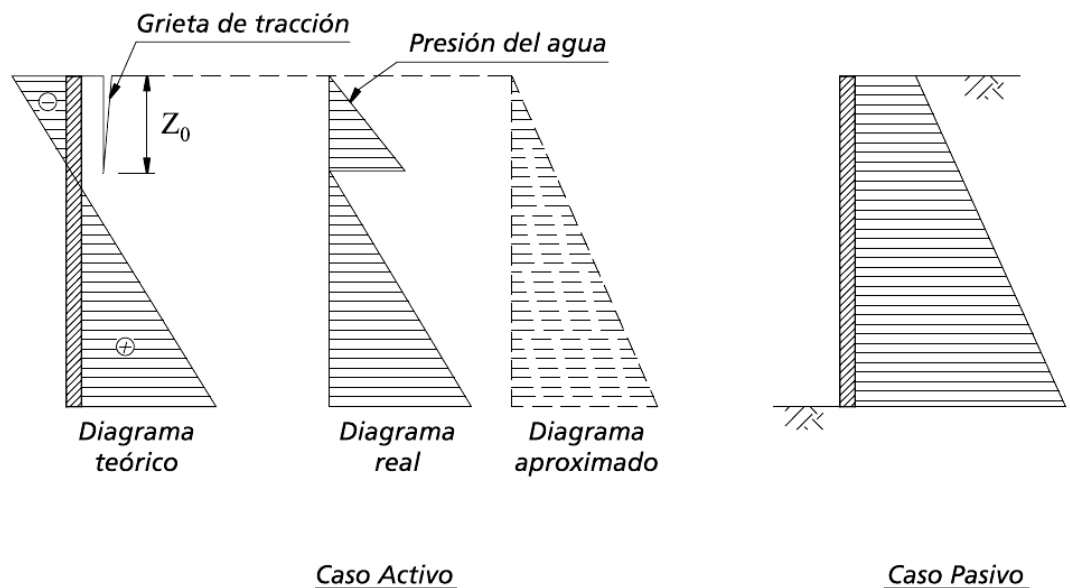
Fuente: Principio de ingeniería de cimentaciones (Braja,2000)

Se verifica por esos resultados que el suelo está sometido a tensiones de tracción en su porción superior en estado activo. Estas tensiones de tracción se prolongan hasta la profundidad “ $Z_0$ ” dada por:

$$Z_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} \dots \dots \dots (53)$$

Ocurre por lo tanto, que el suelo normalmente no resiste grietas de tracción. De esta manera se abren grietas en la superficie hasta

esta profundidad. Siendo así no se puede contar con estas tensiones que disminuirán el valor del empuje activo resultante. A parte de eso, estas grietas pueden estar llenadas por agua provenientes de la lluvia, lo que puede aumentar todavía más el Valor del empuje.



**Figura N° 54 : DISTRIBUCION DE “ $\sigma_h$ ” EN EL ESTADO ACTIVO Y PASIVO**  
Fuente: Principio de ingeniería de cimentaciones (Braja,2001)

Estas tensiones de tracción no ocurren en el estado pasivo; por lo tanto no existe formación de grietas en el estado pasivo.

Después que ocurre la grieta de tensión la fuerza sobre el muro causada solo para distribución de presión entre las profundidades  $z=z_0$  y  $z=H$

Para el caso de que la superficie del suelo no sea horizontal presentando una inclinación “i”:



El coeficiente de presión activa de tierra se expresa como:

$$K_a = \cos i \cdot \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \dots \dots \dots (54)$$

**Tabla N°11 : COEFICIENTE "K<sub>a</sub>" DE PRESIÓN ACTIVA**

↓ α (grados)	φ (grados) →						
	28	30	32	34	36	38	40
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.240	0.219
10	0.380	0.350	0.321	0.294	0.270	0.246	0.225
15	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283	0.258	0.235
20	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.250
25	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343	0.307	0.275

*Fuente: Principio de ingeniería de cimentaciones (Braja,2001)*

El coeficiente de presión pasiva de tierra se expresa como:

$$K_a = \cos i \cdot \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \dots \dots \dots (55)$$

Dónde:

φ = ángulo de fricción interna del suelo.

**Tabla N°12 : COEFICIENTE "K<sub>p</sub>" DE PRESIÓN ACTIVA**

↓ α (grados)	φ (grados) →						
	28	30	32	34	36	38	40
0	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
5	2.715	2.943	3.196	3.476	3.788	4.136	4.527
10	2.551	2.775	3.022	3.295	3.598	3.937	4.316
15	2.284	2.502	2.740	3.003	3.293	3.615	3.977
20	1.918	2.132	2.362	2.612	2.886	3.189	3.526
25	1.434	1.664	1.894	2.135	2.394	2.676	2.987

*Fuente: Principio de ingeniería de cimentaciones (Braja,2001)*



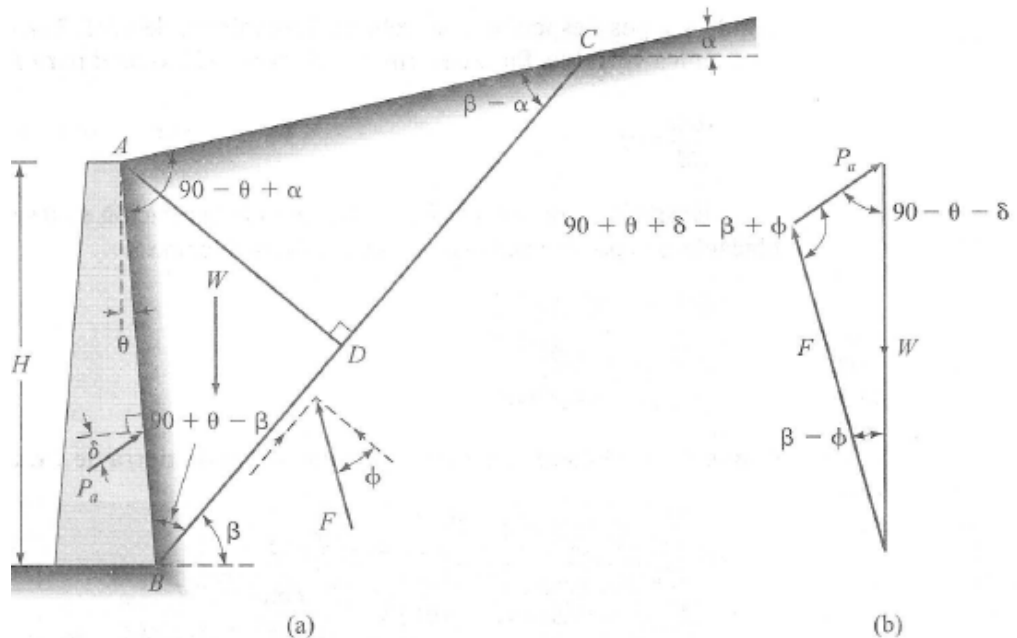
## 2.6.2 TEORIA DE COULUMB

La teoría de Coulomb se presentó en 1776 la misma que se fundamenta en una serie de hipótesis que se enuncian a continuación:

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica y se encuentra adecuadamente drenado como para no considerar presiones hidrostáticas intersticiales en él.
2. La superficie de falla es plana.
3. El suelo posee fricción, siendo el “ $\varphi$ ” el ángulo de fricción interna del suelo, fricción que se distribuye uniformemente a lo largo del plano de falla.
4. La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.
5. La falla es un problema de deformación plana (bidimensional) y se considera una longitud unitaria de un muro infinitamente largo.
6. La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo fricción entre este y el suelo, “ $\delta$ ” es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro.
7. La reacción  $E_a$  de la pared interna del muro sobre el terreno, formara un ángulo “ $\delta$ ” con la normal al muro, que es el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno, si la pared interna del muro es muy lisa ( $\delta = 0^\circ$ ) el empuje activo empuje actúa perpendicular a ella.

8. La reacción de la masa de suelo sobre la cuña forma un ángulo “ $\varphi$ ” con la normal al plano de falla.

En la teoría se considera que el empuje sobre un muro se debe a una cuña de suelo limitada por el paramento frontal, la superficie de relleno y una superficie de falla desarrollada dentro del relleno a la que se supone plana.



**Figura N° 55 : EMPUJE ACTIVO DE COULUMB (a) CUÑA DE FALLA DE PRUEBA,(b) POLIGONO DE FUERZAS**

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

Las fuerzas que actúan son:

- El peso “P” de la cuña de suelo que se puede deslizar.



- La reacción de rozamiento “R” de esta cuña de suelo sobre el plano de deslizamiento que debido a la fricción interna del suelo tiene una inclinación “ $\phi$ ”
- El empuje activo “ $E_a$ ” que también presenta una inclinación “ $\delta$ ” en relación al paramento de la estructura de contención, este ultimo se refiere al angulo de fricción entre el suelo y la estructura de contención.

El ángulo de fricción del suelo con el muro puede tomarse en la práctica:

$$\frac{\phi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3} \phi$$

Cuando la superficie del muro es lisa  $\delta = 0$  ; para superficies rugosas  $\delta = \phi$ .

La superficie potencial de rotura forma un ángulo " $\rho$ " con la dirección horizontal.

El valor del peso de la cuña es :

$$P = \frac{\gamma \cdot H_2}{2 \cdot \text{sen}^2 \alpha} \left[ \text{sen}(\alpha + \rho) \cdot \frac{\text{sen}(\alpha + i)}{\text{sen}(\rho - i)} \right] \dots \dots \dots (56)$$

El empuje activo puede ser determinado a partir del equilibrio de fuerzas

$$\frac{E_a}{\text{sen}(\rho - \phi)} = \frac{P}{\text{sen}(\pi - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \dots \dots \dots (57)$$



$$E_a = \frac{P \operatorname{sen}(\rho - \emptyset)}{\operatorname{sen}(\pi - \alpha - \rho + \emptyset + \delta)} \dots \dots \dots (58)$$

La superficie más crítica en el caso activo es aquella que el valor de “  $E_a$  ” a un máximo ,o sea , es obtenida de la derivada de la expresión anterior en relación al ángulo de la superficie de rotura “  $\rho$  ”.

$$\frac{d E_a}{d \rho} = 0$$

De ahí se obtiene el valor máximo de “  $E_a$  ”

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \dots \dots \dots (59)$$

- Empuje activo horizontal:

$$E_{ah} = E_a * \cos \alpha \dots \dots \dots (60)$$

- Empuje activo vertical:

$$E_{av} = E_a * \operatorname{sen} \alpha \dots \dots \dots (61)$$

donde:

$$K_a = \frac{\operatorname{sen}^2(\alpha + \emptyset)}{\operatorname{sen}^2 \alpha \cdot \operatorname{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\emptyset + \delta) \cdot \operatorname{sen}(\emptyset - i)}{\operatorname{sen}(\alpha - \delta) \cdot \operatorname{sen}(\alpha + i)}} \right]} \dots \dots \dots (62)$$





**Tabla N°13 VALORES DE  $K_a$ , PARA  $\theta = 0^\circ, \alpha = 0^\circ$**

↓ $\phi$ (grados)	$\delta$ (grados) →					
	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2089	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

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

**Tabla N°14 VALORES DE  $K_a, \delta = \frac{2}{3}\phi$**

$\alpha$ (grados)	$\phi$ (grados)	$\theta$ (grados)					
		0	5	10	15	20	25
0	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	29	0.3091	0.3467	0.3886	0.4362	0.4908	0.5547
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	31	0.2860	0.3235	0.3655	0.4133	0.4682	0.5326
	32	0.2750	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.5220
	33	0.2645	0.3019	0.3439	0.3917	0.4469	0.5117
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0.4367	0.5017
	35	0.2444	0.2816	0.3235	0.3713	0.4267	0.4919
	36	0.2349	0.2719	0.3137	0.3615	0.4170	0.4824
	37	0.2257	0.2626	0.3042	0.3520	0.4075	0.4732
	38	0.2168	0.2535	0.2950	0.3427	0.3983	0.4641
	39	0.2082	0.2447	0.2861	0.3337	0.3894	0.4553
5	40	0.1998	0.2361	0.2774	0.3249	0.3806	0.4468
	41	0.1918	0.2278	0.2689	0.3164	0.3721	0.4384
	42	0.1840	0.2197	0.2606	0.3080	0.3637	0.4302
	28	0.3431	0.3845	0.4311	0.4843	0.5461	0.6190
	29	0.3295	0.3709	0.4175	0.4707	0.5325	0.6056
	30	0.3165	0.3578	0.4043	0.4575	0.5194	0.5926

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

**En el estado pasivo** hay una inversión en las inclinaciones de las fuerzas “R” y “E<sub>p</sub>” debido a la inversión en el sentido del





Las fuerzas que actúan son:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \dots \dots \dots (63)$$

Y

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \emptyset)}{\text{sen}^2 \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\emptyset + \delta) \cdot \text{sen}(\emptyset + i)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + i)}} \right]} \dots \dots \dots (64)$$

Dónde:

$K_a$  = coeficientes de empuje activo

$K_p$  = coeficientes de empuje pasivo

$\alpha$  = ángulo de inclinación del paramento interno del muro

$\emptyset$  = ángulo de fricción del suelo

$\delta$  = ángulo de fricción entre suelo y muro

$i$  = ángulo que forma la superficie del relleno con la horizontal o ángulo de talud natural del suelo de relleno.

$\gamma$  = peso específico del suelo

$H$  = altura del muro

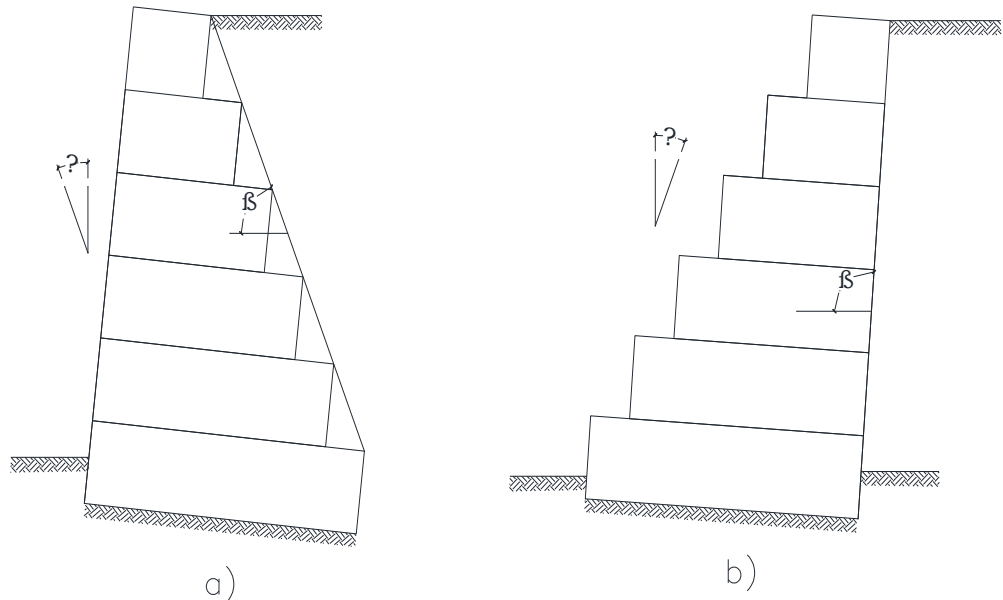
Sin embargo las expresiones obtenidos muestran claramente que el empuje es resultado de una distribución triangular de las presiones laterales tanto en el estado activo como en el pasivo. Entonces el punto de aplicación del empuje está localizado a una altura igual  $H/3$  de la base de la estructura.

**Tabla N°15 : VALORES DE  $K_p$  PARA  $\theta = 0^\circ$  Y PARA  $\alpha = 0^\circ$**

$\downarrow \phi$ (grados)	$\delta$ (grados) $\rightarrow$				
	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

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

Para el caso de un muro de Gaviones con paramento vertical interno la superficie de empuje es el mismo paramento interno del muro, ver fig 1.2a. En el caso del muro con escalones internos, se considera la superficie que une los extremos internos superior e inferior del muro, ver fig 1.2b. Quedando de esta manera determinado el ángulo Beta formado por el plano de empuje y la horizontal.



**Figura N°57: MUROS DE CONTENCIÓN, PLANO DE EMPUJE.**

Fuente: **Diseño de muros de contención, Mendoza (1992)**



El empuje activo en este tipo de estructura de contención está determinado por la expresión:

$$Ea = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 K_a CH \dots\dots\dots(65)$$

donde :

$$H = [h + (B - a) \tan\alpha] \cos\alpha \dots\dots\dots(66)$$

y

$$\beta = (\tan^{-1}(h / B - a)) + \alpha \dots\dots\dots(67)$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2\beta \sin(\beta - \delta) (1 + \sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \varepsilon) / \sin(\beta - \delta) \sin(\beta + \varepsilon)})^2} \dots\dots\dots(68)$$

Dónde:

Ea : empuje activo, en Ton/m

Ka : coeficiente de empuje activo

$\gamma_s$  : peso específico del suelo, en Ton/m

H : altura donde actúa el empuje, en m

h : altura del muro, ver fig N°58, en m

B : base del muro despreciando los escalones externos, ver ver fig N°58, en m

a : ancho del muro en la corona, ver fig N°58, en m

$\alpha$  : inclinación del muro con la vertical, ver fig N°58, en grados

$\beta$  : ángulo formado por el plano de empuje y la horizontal, ver fig N°58, en grados

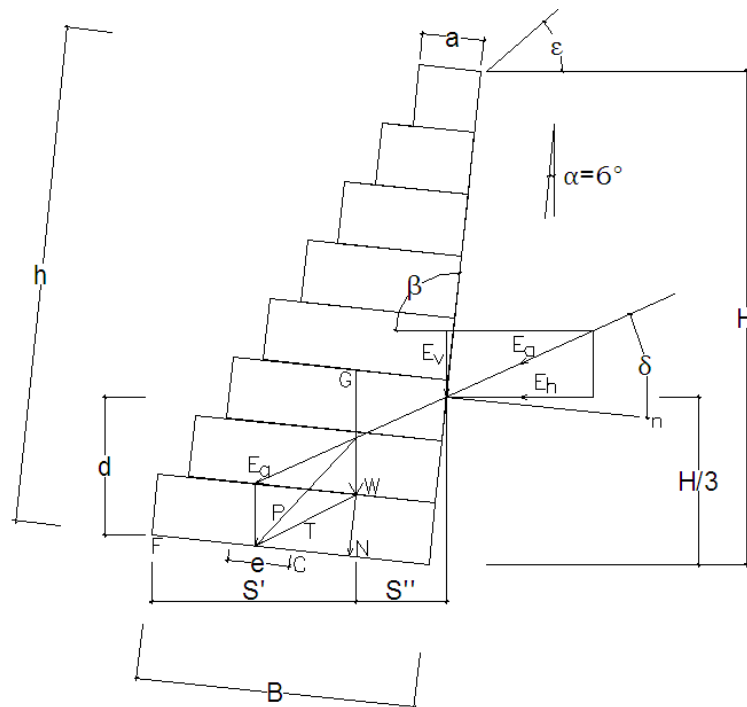
$\varphi$  : ángulo de fricción interna del material.

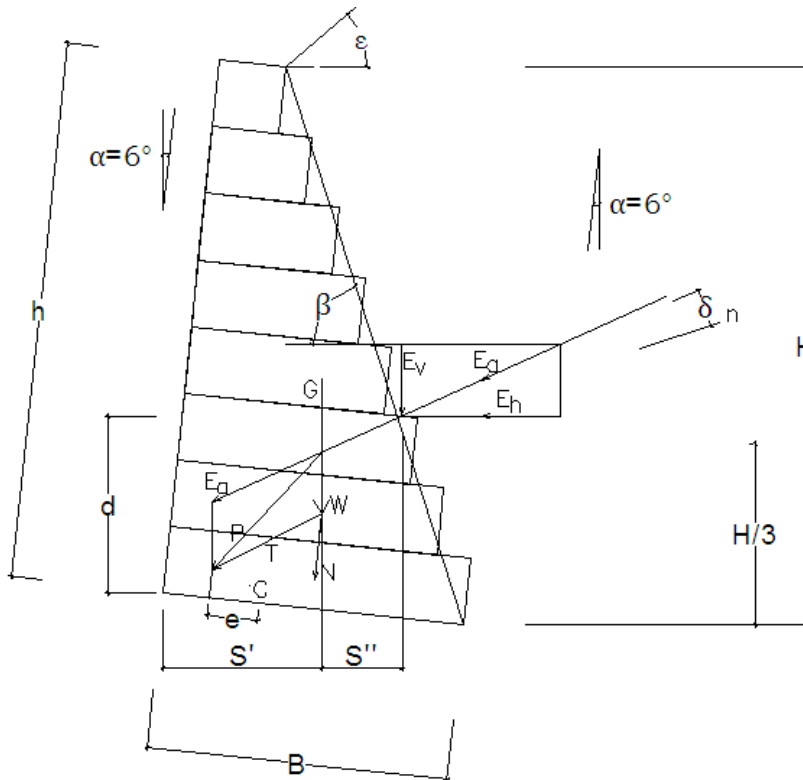


$\delta$  : ángulo de fricción entre muro y terreno, en grados; en muros de gaviones se puede suponer  $d = j$ . Si tras el muro hay un geotextil  $d = 0.9 j$ .

$\varepsilon$  : ángulo del talud sobre el muro con la horizontal, ver fig N°58, en grados

C : cohesión, en Ton/m





**FIGURA N°58 : FUERZAS ESTABILIZANTES Y DESESTABILIZANTES EN LOS MUROS DE CONTENCIÓN.**

Fuente: Diseño de muros de contención, Mendoza (1992)

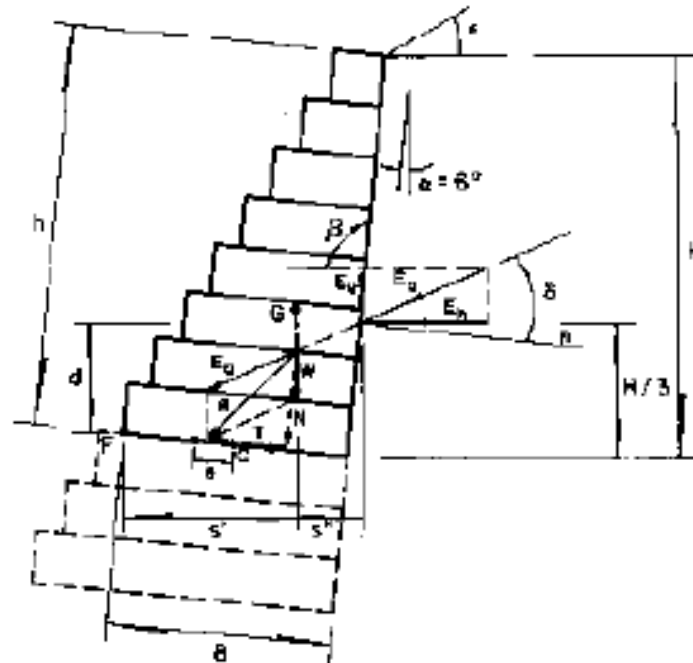
Para el caso de Gaviones es necesario verificar su estabilidad en secciones intermedias, para evitar la falla de la estructura. Al considerar las fuerzas estabilizantes, que son el peso propio del muro y el componente vertical del empuje activo, y como desestabilizantes, el componente horizontal del empuje activo hasta la sección de análisis, los esfuerzos resultantes a la compresión y a la tensión tangencial, se obtienen con:

$$\sigma_{max} = N / 0.8 X \dots\dots\dots(69)$$

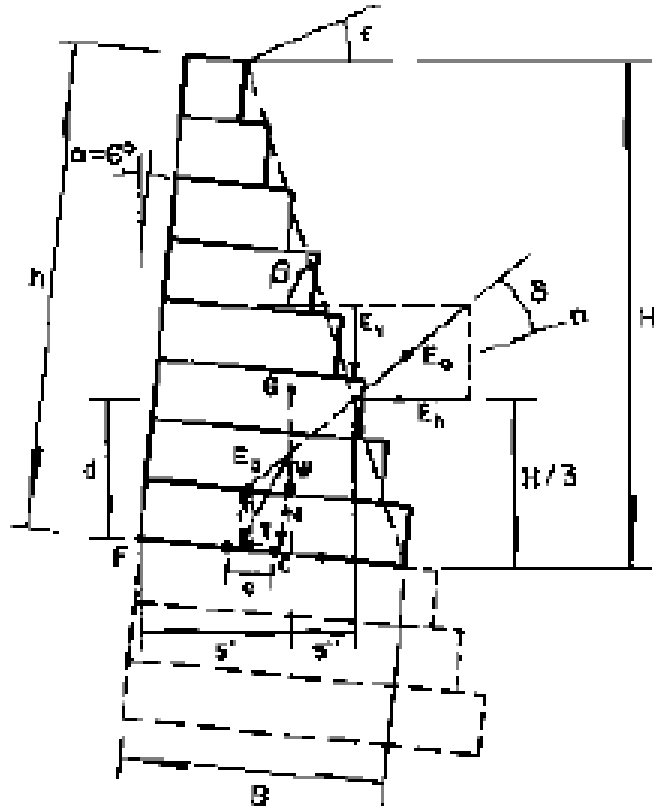
$$\tau_{max} = T / B \dots\dots\dots(70)$$

$\sigma_{max}$ : esfuerzo resultante a la compresión en la sección de análisis.

$T_{max}$ : tensión tangencial en la sección de análisis N resultante de las fuerzas normales en la sección de análisis, ver fig 58







**FIGURA N°59: FUERZAS ESTABILIZANTES Y DESESTABILIZANTES EN LOS MUROS DE CONTENCIÓN, PARA UNA SECCIÓN INTERMEDIA.**

Fuente: Diseño de muros de contención, Mendoza (1992)

$$N = (W + Ev) \cos \alpha + Eh \sin \alpha \dots\dots(71)$$

T: resultante de las fuerzas tangenciales en la sección de análisis, ver fig 58

$$T = Eh \cos \alpha - (W + Ev) \sin \alpha \dots\dots\dots(72)$$

X: ancho de la sección que está trabajando a la compresión, ver fig 58

$$X = 0.5B - e / 0.4 \dots\dots\dots(73)$$

B: ancho de la base de la sección de análisis, ver fig 58



e: excentricidad de la resultante, ver fig 58, en la sección de análisis

$$e = B / 2 - M / N \dots\dots\dots(74)$$

M: momento actuante en la sección de análisis, que toma en cuenta el momento resistente Mr, y el volteante Mv,

$$M = M_r - M_v \dots\dots\dots(75)$$

Los valores de  $\sigma_{max}$  y  $\sigma_{min}$  no deben de exceder los valores admisibles, dados por:

$$\sigma_{adm} = 50\gamma G - 30 \dots\dots\dots(76)$$

$$\tau_{adm} = N / B \tan \phi^\circ + C_g \dots\dots\dots(77)$$

Dónde:

$\sigma_{adm}$ : esfuerzo normal admisible, en Ton/m<sup>2</sup>

$\tau_{adm}$ : tensión tangencial admisible, en Ton/m<sup>2</sup>

$\gamma G$  peso específico de los gaviones, en Ton/m<sup>3</sup>

$\phi^\circ$ : ángulo de fricción interna de los gaviones, en grados

$$\phi^\circ = 25 \gamma G - 10 \dots\dots\dots(78)$$

Cg cohesión (agarre) del gavión, en Ton/m<sup>2</sup>

$$C_g = 10 (0.03 P_u - 0.05) \dots\dots\dots(79)$$

Pu: peso de la red metálica, en kgf/m<sup>3</sup>; para gaviones de tipo estándar vale entre 8.6 y 12 kgf/m<sup>3</sup>, para alturas del gavión h de 1.0 a 0.5 m, respectivamente. En muros de gran altura conviene colocar gaviones de 0.5 m en su tercio inferior.



## 2.7 COSTOS

### 2.7.1 GENERALIDADES

Los costos y gastos forman la parte principal en el desarrollo de este proyecto, el cálculo y la aplicación efectiva de dichos elementos dependió de la optimización de los beneficios y utilidades.

El costo de la ejecución de cada alternativa, es la compra de insumos, pago de la mano de trabajo y los gastos en la producción.

Por lo tanto el resultado del costo ha venido a ser el gasto económico ocasionado para la producción de cada una de las alternativas de contención: muro de tierra armada, muro de Gaviones, Muro de Gravedad y el muro en Voladizo.

Es importante cada uno de estos término concerniente a los costos:

**Costo:** hace referencia al importe o cifra que representa un producto o servicio de acuerdo a la inversión tanto de material, de mano de obra, de capacitación y de tiempo que se haya necesitado para desarrollarlo.

**Gasto:** es la partida contable (de dinero) que cierta y directamente disminuye el beneficio. Son los desembolsos de dinero que tienen como fin soportar la estructura organizacional del proyecto o el mantenimiento de las actividades necesarias para desarrollar la obra.



## 2.7.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS COSTOS

Para lograr que haya podido ser coherente y excelente aprovechamiento en el análisis de precios unitarios (APU), ha sido indispensable desglosar el costo por cada uno de sus integrantes los cuales han dado el diagrama general de balance de cada alternativa.

El análisis de un costo es, en forma genérica la evaluación de un proceso determinado, sus características son:

- ✓ **Análisis de costo es aproximado.-** Al no hallarse dos procesos constructivos iguales, al intervenir la capacidad personal del operario, y al apoyarse en condiciones "promedio" de consumos, insumos y desperdicios, posibilita asegurar que la evaluación monetaria del costo, no puede ser matemáticamente exacta.
- ✓ **Análisis de costo es específico.-** Por consecuencia, si cada proceso constructivo se incorpora basándose en sus estados externos de tiempo, lugar y secuencia de eventos, el costo no puede ser genérico.
- ✓ **Análisis de costo es dinámico.-** La mejora constante de materiales, equipos, procesos constructivos, técnicas de planeación, organización, dirección, control, incrementos de costos de adquisiciones, perfeccionamiento de sistemas impositivos, de prestaciones sociales, etcétera, permite sugerir la exigencia de una actualización constante de los análisis de costos.



- ✓ **El análisis de costo puede elaborarse inductiva o deductivamente.**- Si la integración de un costo, se inicia por sus partes conocidas, si de los hechos se infiere el resultado, se estará analizando el costo de manera inductiva. Si a través de razonamiento se parte del todo conocido, para llegar a las partes desconocidas, se estará analizando el costo de manera deductiva.

### 2.7.3 CLASIFICACIÓN DE LOS COSTOS

Para la evaluación se debe de tener en cuenta:

- ✓ **COSTOS DIRECTOS:**

Son aquellos Costos de los recursos que se incorporan físicamente al producto final y a su empaque. Ambos se comercializan conjuntamente. El costo directo también contempla las labores necesarias para el manipuleo y transformación de dichos recursos.

Los Costos directos se transfieren directamente al producto final y están constituidos por los siguientes rubros:

**Materias Primas Directas:** Son Recursos Materiales que en el proceso productivo se incorporan y transforman en una parte o en la totalidad del Producto Final. Por ejemplo, la harina es la materia prima del pan, , la tela de la ropa, , el acero de la maquinaria pesada, los materiales de Construcción en una Obra Civil, etc.

- ✓ **COSTOS INDIRECTOS:**

Son Costos de los recursos que participan en el proceso productivo; pero que no se incorporan físicamente al producto final.



Estos Costos están vinculados al periodo productivo y no al producto terminado, entre ellos tenemos:

Los costos indirectos se clasifican en:

- Gastos generales: estos a su vez pueden ser:

**Gastos generales no relacionados con el tiempo de ejecución de obra:** Gastos de Licitación y Contratación.

**Gastos generales relacionados con el tiempo de ejecución de la obra:** gastos de administración de obra

- Utilidades

#### 2.7.4 COSTOS DE UNA OBRA

Para obtener el costo total de una obra se debe tomar en cuenta:

- Estudio de Suelos
- Estudios de Factibilidad
- Saneamiento del terreno
- Planos

Pero para la evaluación del Costo de cada alternativa de contención solo ha sido necesario tomar en cuenta EL COSTO DIRECTO DE LA OBRA.

#### 2.7.5 PRESUPUESTO

Un presupuesto de obra es aquel que por medio de mediciones y valoraciones nos da un costo de la obra a construir, la valoración



económica de la obra, acerca a la realidad, aunque el costo final puede variar del presupuesto de obra inicial.

Consta de los siguientes costos:

Costos directos, costos indirectos y gastos.



### III. MATERIALES Y MÉTODOS

#### 3.1 MATERIAL:

##### 3.1.1 POBLACION MUESTRAL

Se evaluó los aspectos estructurales y económicos de cada estructura de contención (gavión, tierra armada, gravedad y voladizo) para el Sector Arica, Distrito de Coishco – Santa – Ancash.

La zona de estudio se encuentra ubicado en el sector Arica, está conformada por 40 lotes los cuales se encuentran en el entorno. Las familias de dicha zona tienen un promedio de 6 habitantes por lote. La mayoría de los pobladores de la asociación son propietarios de las viviendas, cuyo material de construcción preponderante es el material de adobe. Los pobladores cuentan en su totalidad con electrificación, agua y desagüe. En la actualidad el principal problema que presenta dicha población está referido a la inadecuada estabilidad del talud y el acceso inadecuado para los peatones.

#### 3.2 METODO DE INVESTIGACION

De acuerdo a la situación a estudiar, se incorporó el tipo de investigación denominada *APLICADA* o práctica, la cual guarda una íntima relación con la investigación básica, porque depende de los descubrimientos y avances de esta última, enriquecerá a la misma, con utilización y consecuencias prácticas de los





conocimientos. La Investigación aplicada busca el conocer, para hacer, para actuar, para construir y para modificar.

### **3.2.1 DISEÑO DE INVESTIGACION**

La investigación al ser del tipo aplicada es tanto documental, de campo y experimental. Se basó en la obtención de datos provenientes de publicaciones, investigaciones y materiales impresos (informes de investigación, libros y monografías). También será de carácter experimental porque consistirá en someter el objeto de estudio a la influencia de ciertas variables en condiciones controladas por el investigador a través de la realización de ensayos.

### **3.2.2 INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS**

Dentro de los instrumentos de recolección de datos usados en la Tesis mencionaremos:

#### **3.2.2.1 OBSERVACION**

Se evaluó la zona del Proyecto, para obtener sus características y determinar si existen fallas en el terreno, permitiendo dar un diagnóstico situacional actual de la vulnerabilidad que tienen las viviendas ante el peligro de deslizamiento del terreno.

#### **Herramientas:**

- Cámara fotográfica.



- Libreta de apuntes.
- Plano de ubicación.

### 3.2.2.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

Con el levantamiento topográfico se logró determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre, obteniendo una representación gráfica, el cual permitió elaborar el mapa del área de estudio, plasmando la topografía del terreno en forma plana y de perfil.

#### **Equipos y herramientas:**

- Estación Total.
- Trípode.
- Prisma y porta prisma.
- Radios de Comunicación.
- Chalecos de Seguridad y conos protectores para tránsito.
- Cinta métrica.

#### **Equipos y herramientas complementarias:**

- Libreta de campo.
- Caja o bolsa de herramientas con equipo, como: mazo, clavos de acero, aerosoles reflexivos.



- Plano.
- Depósito de agua y vasos desechables.

### 3.2.2.3 ENSAYO DE SUELOS

Se ha realizado los ensayos de Mecánica de Suelos el cual permitió obtener las propiedades de los suelos del Sector Arica, en tal forma que son representaciones de las reales situaciones in situ. Los ensayos utilizados son:

1. Análisis granulométrico
2. Limite líquido
3. Limite plástico
4. Contenido de humedad
5. Ensayo de penetración

#### **Equipos:**

- Juego de tamices
- Horno de secado
- Balanza
- Pipeta, vasijas
- Copa Casagrande
- Equipo de DPL DIN 4094
- Cono metálico de penetración

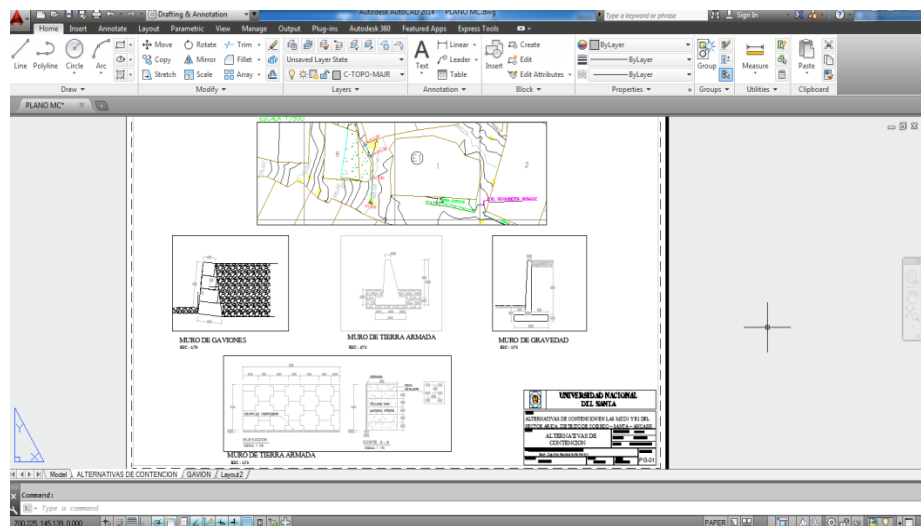
### 3.2.3 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION

Para realizar el análisis del diseño de las estructuras de contención, se emplearon los siguientes programas:

#### 3.2.3.1 AUTOCAD 2014

Para representar de manera exacta y precisa, la configuración del terreno y las cuatro alternativas de contención se ha utilizado el **AUTOCAD** que es un software, asistido por una computadora, el cual nos ha facilitado el trabajo ya que por medio del dibujo técnico hemos podido plasmar de manera gráfica el proyecto analizado.

Figura N° 60: SOFTWARE AUTOCAD 2D



Fuente: Elaboración propia



### 3.2.3.2 DISEÑO DE MURO

Se realizó el diseño para los siguientes muros, con una altura de  $H=4.70$  m:

Muros de tierra armada

Muros de gravedad

Muros de gavión

Muros en voladizo

El cálculo de cada estructura ha sido de manera manual, con el fin de tener la metodología de diseño a seguir.

En cada tipo de diseño de los muros se considera los datos necesarios requeridos para el diseño.

Cada uno de los diseños nos ha servido para determinar las dimensiones necesarias de las secciones de cada alternativa de contención analizada, de tal manera que se pudo determinar el cálculo del volumen de cada estructura realizando así el análisis económico, pudiendo obtener la comparación de cada estructura.

Para el diseño de cada estructura de contención analizada, se tomó los siguientes componentes que se requirió en el diseño:

#### **FUNDACION**

Peso específico del suelo  $\gamma = 1.92 \text{ Ton}/m^2$

Angulo de fricción interna  $\phi = 36^\circ$

Cohesión = 0



Carga máxima admisible  $q_{adm} = 3 \text{ kg/cm}^2$

## SUELO DE RELLENO

Peso específico del suelo  $\gamma = 2.10 \text{ Ton/m}^2$

Angulo de fricción interna  $\phi = 38^\circ$

Cohesión = 0

## CARGA

Sobrecarga = 960 kg/m<sup>2</sup>

### 3.2.3.3 COSTOS

Para el análisis de costos se empleó el programa de cálculos de **Presupuestos S10**, se tomó en cuenta solamente la parte estructural de cada sistema analizado, debido a que es aquí donde se generan los mayores costos de una obra.

Figura N° 61 : SOFTWARE PRESUPUESTO S10 – ANALISIS DE COSTOS DE MURO DE GAVION

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio	Parcial (S/.)
02	OBRAS PRELIMINARES				206.36
02.01	LIMPEZA DE TERRENO MANUAL	m2	28.00	1.55	43.40
02.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	24.00	6.79	162.96
03	MOVIMIENTO DE TIERRAS				5,669.21
03.01	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO ROCOSO	m3	47.76	43.10	2,059.46
03.02	PREPARACION DE BASE PARA ZAPATA	m2	24.00	4.89	117.36
03.03	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	29.04	29.13	845.94
03.04	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE D=100M	m3	62.09	36.01	2,235.88
03.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	24.34	16.91	411.59
04	CONCRETO SIMPLE				747.71
04.01	SOLADO DE 4" PARA GAVIONES	m2	22.40	33.38	747.71
05	MUROS DE GAVIONES				21,432.00
05.01	GAVION TIPO CAJA	m	25.00	857.28	21,432.00

Descripción Recurso	Und.	Cuadrilla	Cantidad	Precio (S/.)	Parcial
GAVION TIPO CAJA	u	1.0000	483.69		483.69
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	89.70	2.89	2.89
OFICIAL	hh	5.0000	4.0000	14.56	58.24
PEDON	hh	3.0000	2.4000	13.11	31.48
PIEDRA SELECCIONADA	m3	5.0000	56.24		281.20

Fuente: Elaboración propia



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“ALTERNATIVAS DE CONTENCIÓN EN LAS MZ D1 Y E1 DEL SECTOR ARICA, DISTRITO DE COISHCO – SANTA – ANCASH”

Figura N° 62 : SOFTWARE PRESUPUESTO S10 – ANALISIS DE COSTOS DE TIERRA ARMADA

Hoja del Presupuesto

002 MURO DE TIERRA ARMADA C.D. S/26,096.93  
Fecha: 12/05/2016 Lugar: COISHCO Jornada: 8 horas «Items 16»

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio	Parcial (S/.)
01	OBRAS PROVISIONALES				500.00
01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS Y MAQUINARIAS	glb	1.00	500.00	500.00
02	OBRAS PRELIMINARES				166.80
02.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	20.00	1.55	31.00
02.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	20.00	6.79	135.80
03	MOVIMIENTO DE TIERRAS				6,209.75
03.01	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO ROCOSO	m3	63.58	43.10	2,740.30
03.02	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	22.80	29.13	664.16
03.03	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE D=100M	m3	53.01	36.01	1,908.89
03.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	53.01	16.91	896.40
04	CONCRETO SIMPLE				100.14
04.01	SOLADO DE 4"	m2	3.00	33.38	100.14
					16,701.60

Recurso: 0203020003 (0.52%) Ultimo proceso: 17/05/2016 03:32:15

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 63 :SOFTWARE PRESUPUESTO S10 – ANALISIS DE COSTOS DE MURO DE GRAVEDAD

Hoja del Presupuesto

004 MURO DE GRAVEDAD C.D. S/24,815.30  
Fecha: 12/05/2016 Lugar: COISHCO Jornada: 8 horas «Items 21»

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio	Parcial (S/.)
01	OBRAS PROVISIONALES				700.00
01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS Y MAQUINARIAS	glb	1.00	500.00	500.00
01.02	POZA DE ALMACENAMIENTO DE AGUA	glb	1.00	200.00	200.00
02	OBRAS PRELIMINARES				206.36
02.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	28.00	1.55	43.40
02.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	24.00	6.79	162.96
03	MOVIMIENTO DE TIERRAS				3,794.65
03.01	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO ROCOSO	m3	44.00	43.10	1,908.40
03.02	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	22.80	29.13	664.16
03.03	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE D=100M	m3	23.32	36.01	839.75
03.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	23.32	16.91	394.34
04	CONCRETO SIMPLE				17,513.01
04.01	SOLIADO DE 4"	m2	20.00	33.38	667.60
					667.60

Recurso: 0203020003 (0.66%) Ultimo proceso: 13/05/2016 08:06:34

Fuente: Elaboración propia

**Figura N° 64 : SOFTWARE PRESUPUESTO S10 – ANALISIS DE COSTOS DE MURO DE VOLADIZO**

**Hoja del Presupuesto**

005 MURO DE VOLADIZO C.D. S/ 43,309.76  
 Fecha: 12/05/2016 Lugar: COISHCO Jornada: 8 horas « Items 30 »

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio	Parcial (S/.)
<b>01</b>	<b>OBRAS PROVISIONALES</b>				<b>700.00</b>
01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS Y MAQUINARIAS	glb	1.00	500.00	500.00
01.02	POZA DE ALMACENAMIENTO DE AGUA	glb	1.00	200.00	200.00
<b>02</b>	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				<b>206.36</b>
02.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	28.00	1.55	43.40
02.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	24.00	6.79	162.96
<b>03</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>8,523.21</b>
03.01	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO ROCOSO	m3	79.33	43.10	3,419.12
03.02	PREPARACION DE BASE PARA ZAPATA	m2	24.00	4.89	117.36
03.03	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	54.03	29.13	1,573.99
03.04	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE D=100M	m3	79.33	36.01	2,866.67
03.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	32.89	16.91	556.17
<b>04</b>	<b>CONCRETO SIMPLIF</b>				<b>747.74</b>

Descripción	Recurso	Und.	Cuadrilla	Cantidad	Precio (S/.)	Parcial
ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		0.0120	2.95	0.04
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3.0000	1.15	0.03
MIRAS Y JALONES	hm	50.0000	1.0000	5.00	5.00	5.00
NIVEL TOPOGRAFICO CON TRIPODE	he	1.0000	0.0200	10.00	0.20	0.20
OFICIAL	hh	1.0000	0.0200	14.56	0.29	0.29
PEON	hh	2.0000	0.0400	13.11	0.52	0.52
PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal	1.0000	0.0010	33.90	0.03	0.03
TOPOGRAFO	hh	1.0000	0.0200	17.17	0.34	0.34
YESO DE 28 Kg	bis		0.0360	9.32	0.34	0.34

Fuente: Elaboración propia

En las figura 53,54,55 Y 56 se observa el análisis de costos de la parte estructural para los tipos de muros analizados.

Las cantidad de materiales, herramientas y maquinaria necesarias para la realización de cada sub partida respectiva se tomó como referencia el libro de costos y presupuestos para edificaciones de CAPECO, además los precios analizados para cada insumo no se ha considerado el IGV.

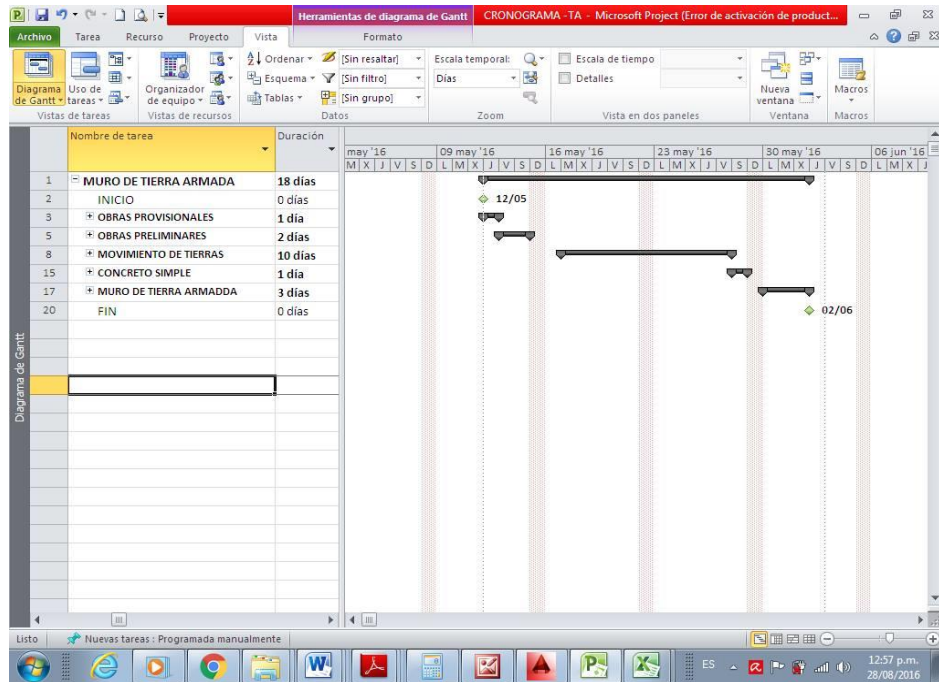
Para los análisis de costos de las cuatro alternativas de contención se tomaron en cuenta precios de mano de obra y otros basados en **El Índice de Precios de la Cámara Peruana de La Construcción**.



### 3.2.3.4 CRONOGRAMA

Para planificar, administrar, organizar y controlar la ejecución de cada proyecto, en este caso cada alternativa de contención, se recurrió a la utilización del software de MICROSOFT PROJECT, el cual nos facilitó, en obtener la cantidad de días en el cual se logrará ejecutar cada proyecto y así comparar, para poder encontrar cuál de las alternativas sería la más conveniente .

Figura N° 65: SOFTWARE MICROSOFT PROJECT – CRONOGRAMA DE AVANCE



Fuente: Elaboración propia



## CAPÍTULO IV:

### IV. Resultados y Discusión

#### 4.1 EVALUACION Y DETERMINACION DE FACTORES TECNICO - ECONOMICO DE CADA ALTERNATIVA DE CONTENCIÓN ANALIZADA

- Para el cálculo del presupuesto se consideró la misma altura para todas alternativas
- Se consideró que la estructura será construida en un terreno con las mismas características para los cuatro muros analizados.
- La longitud del muro analizado es de 8 metros
- El diseño, geometría y detalles se indicaran en los anexos de la presente tesis.

##### 4.1.1 ANALISIS TECNICO

*Cuadro N° 4: CUADRO COMPARATIVO DE ALTERNATIVAS DE CONTENCIÓN*

Análisis técnico – ALTERNATIVAS DE CONTENCIÓN				
	GAVION	TIERRA ARMADA	GRAVEDAD	VOLADIZO
Descripción	Son estructuras metálicas con formas variadas constituidas por mallas de alambre en forma hexagonal de doble torsión que usualmente suelen ser galvanizado, el material de relleno es roca, formando de esta manera un elemento de gran estabilidad estructural.	es una asociación de tierra y elementos lineales capaces de soportar fuerzas de tensión importantes	Son estructuras de contención convencionales que obtienen su soporte por la acción de su peso propio y de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad, son elementos principalmente pasivos, los cuales soportan cargas laterales por la tendencia del suelo a moverse	Resisten el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a los que están sujetos.



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

“ALTERNATIVAS DE CONTENCIÓN EN LAS MZ D1 Y E1 DEL SECTOR ARICA, DISTRITO DE COISHCO – SANTA – ANCASH”

<p>Procedimiento constructivo</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Demarcación Topográfica</li> <li>- Excavación</li> <li>- Preparación del terreno para la cimentación</li> <li>- Montaje</li> <li>- Colocación de relleno</li> <li>- Atirantamiento</li> <li>- Cierre</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Excavación</li> <li>- colocación de la solera</li> <li>- montaje de placas</li> <li>- terraplenado y compactado</li> <li>- colocación de las armaduras</li> <li>- colocación de la segunda y sucesivas filas de placas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Excavación y movimiento de tierras</li> <li>- Nivelación del terreno</li> <li>- Colocación del solado</li> <li>- el encofrado del muro</li> <li>- Vaciado del concreto</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Replanteo y Movimiento de Tierras</li> <li>- Solado para cimiento</li> <li>- Colocación de la Armadura de la zapata</li> <li>- Encofrado Y Desencofrado Para Zapatas</li> <li>- Concreto en zapata</li> <li>- Encofrado de la cara exterior</li> <li>- Vaciado Del Concreto</li> <li>- Desencofrado</li> <li>- Relleno Y Plataforma</li> </ul>
<p>ventajas</p>	<p>Flexibilidad, Permeabilidad, Durabilidad, Sencillez constructiva, Resistencia, Poco mantenimiento, Estética y economía</p>	<p>Estética, de gran altura, Altos rendimientos en su construcción, No requiere de equipos especializados, de gran ventaja en zonas retiradas, Facilidad para el manejo de curvas internas y externas</p>	<p>No van armados, Son efectivos a pequeñas alturas, Su diseño es sencillo, Tienen mayor durabilidad y resistencia al deterioro ambiental</p>	<p>En alturas mayores, los muros en voladizo son más económicos, el proceso constructivo se emplean técnicas convencionales</p>
<p>desventajas</p>	<p>Obtención de la roca, Tamaño y tolerancia, Deterioro y Colonización de plantas y animales</p>	<p>Requiere un espacio amplio para la base, Corrosión, Degradación</p>	<p>No es económico para muros altos, no trabajan a flexión, No estabilizan grandes deslizamientos, No se pueden establecer en terrenos de baja resistencia y cohesión</p>	<p>6 o 7 metros resulta costoso, Los cálculos de diseño son mucho más complejos, Debido a los cortes y al gran espacio de desarrollo del talud, los volúmenes de relleno y corte incrementan el costo de la construcción.</p>

*Fuente: Elaboración propia*



#### 4.1.1.1 COMPARACION DE FACTORES DE SEGURIDAD

Tabla N° 16: COMPARACION DE FACTORES DE SEGURIDAD

	TIPOS DE MURO			
	GAVION	TIERRA ARMADA	GRAVEDAD	VOLADIZO
FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO	24.88	5.27	1.89	1.55
FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO	11.43	4.12	2.70	2.21

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar los factores de seguridad obtenidos para cada tipo de muro, la cual se observa que el mayor factor contra volteo presenta es el muro de gaviones y el de mayor factor de deslizamiento presenta es el de tierra armada según resultados obtenidos del diseño realizado.

#### 4.1.2 ANALISIS ECONOMICO

Se procedió a establecer una comparación de los resultados obtenidos en el presupuesto de cada sistemas analizado: Gavión, Tierra Armada, Gravedad y Voladizo. Se ha realizado los costos unitarios de cada partida involucrada en la construcción de cada sistema de muro de contención, se ha considerado solo una altura de 4.70 m, para el análisis de cada sistema.

A continuación se he establecido la comparación económica de los muros de Gavión, Tierra Armada, Gravedad y Gavión.



#### 4.1.2.1 COMPARACIÓN DE COSTOS TOTALES:

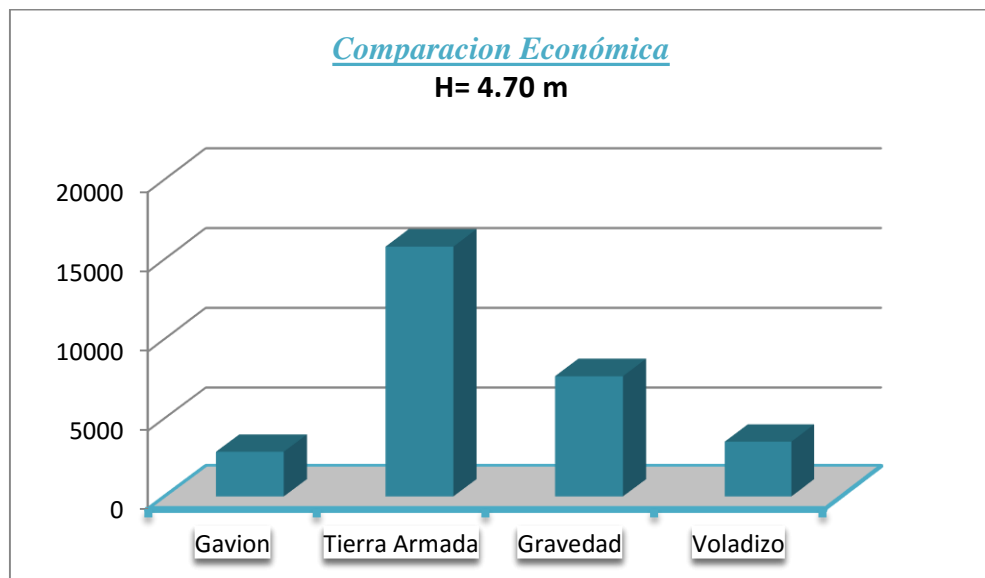
Tabla N° 16: COMPARACION DE COSTOS TOTALES

H(m)	COSTO TOTAL s/.			
	GAVION	TIERRA ARMADA	GRAVEDAD	VOLADIZO
H=4.70 m	2,841.94	15,761.73	7,638.97	3,486.19

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar la cuantificación de los materiales de construcción, equipos y mano de obra integrados en una gráfica, la cual se observa que el de menor costo viene hacer el muro de gavión y el de mayor costo el muro de gravedad, según resultados obtenidos de la base de datos del S10.

Figura N° 66 : CUANTIFICACION DE COSTOS TOTALES – COMPARACION ECONOMICA



Fuente: Elaboración propia



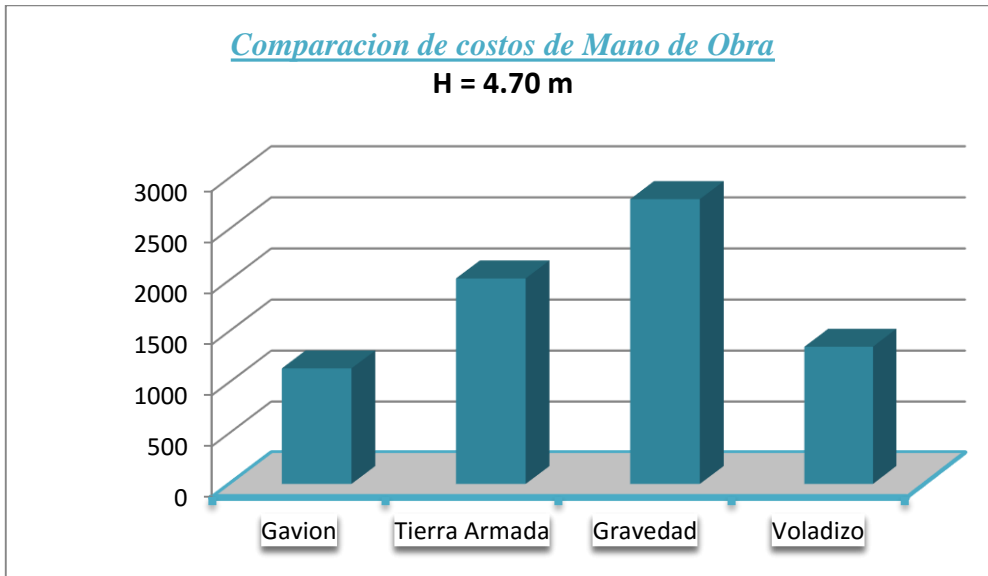
#### 4.1.2.2 COMPARACIÓN DE LOS COSTOS DE LA MANO DE OBRA:

Tabla N° 17: COMPARACION DE COSTOS DE MANO DE OBRA

H(m)	COSTO TOTAL s/.			
	GAVION	TIERRA ARMADA	GRAVEDAD	VOLADIZO
H= 4.70 m	1,133.89	2,015.12	2,790.93	1,346.87

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 67 : CUANTIFICACION DE COSTOS TOTALES – COMPARACION DE MANO DE OBRA



Fuente: Elaboración propia

Se observa lo que es la cuantificación y diferencia de los costos de mano de obra para cada alternativa analizada, dando como resultado que el de menor costo viene hacer muro de gavión y el de mayor costo el muro de gravedad, según los datos del cálculo de los precios y cantidades de recursos requeridos para cada tipo de muro de contención.



#### 4.1.2.3 COMPARACIÓN DEL COSTO DE LOS MATERIALES:

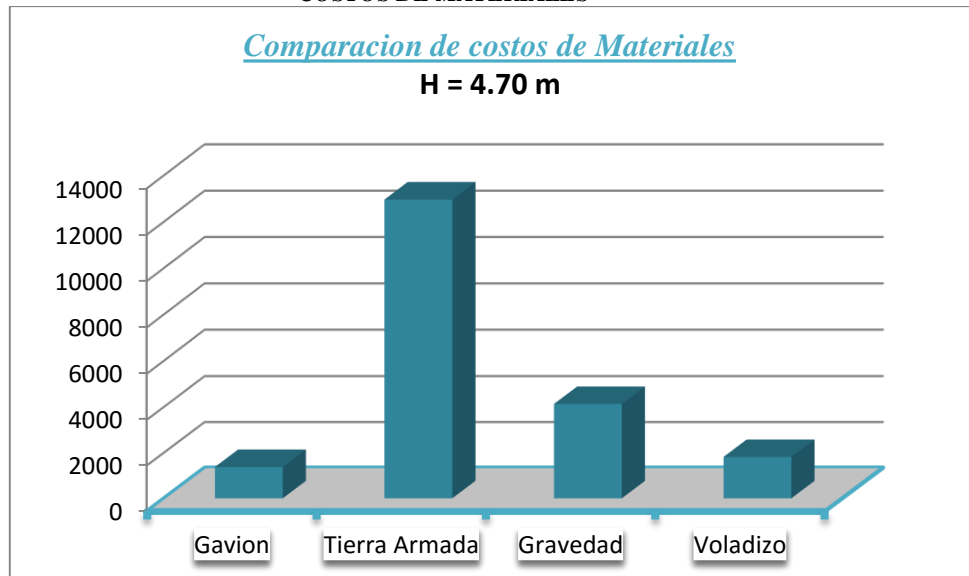
Tabla N° 18: COMPARACION DE COSTOS DE MATERIALES

H(m)	COSTO TOTAL s/.			
	GAVION	TIERRA ARMADA	GRAVEDAD	VOLADIZO
H= 4.70 m	1,367.65	12,948.44	4,123.26	1,808.31

Fuente: Elaboración propia

Se observa lo que es la cuantificación y diferencia de los costos de materiales de construcción para cada alternativa analizada, dando como resultado que el de menor costo viene hacer el muro de Gavión y el de mayor costo el de gavión, según los datos del cálculo de los precios y cantidades de recursos requeridos para cada tipo de muro de contención.

Figura N° 68 : CUANTIFICACION DE COSTOS TOTALES – COMPARACION DE COSTOS DE MATERIALES



Fuente: Elaboración propia



#### 4.1.2.4 COMPARACIÓN DEL COSTOS DE LOS EQUIPOS:

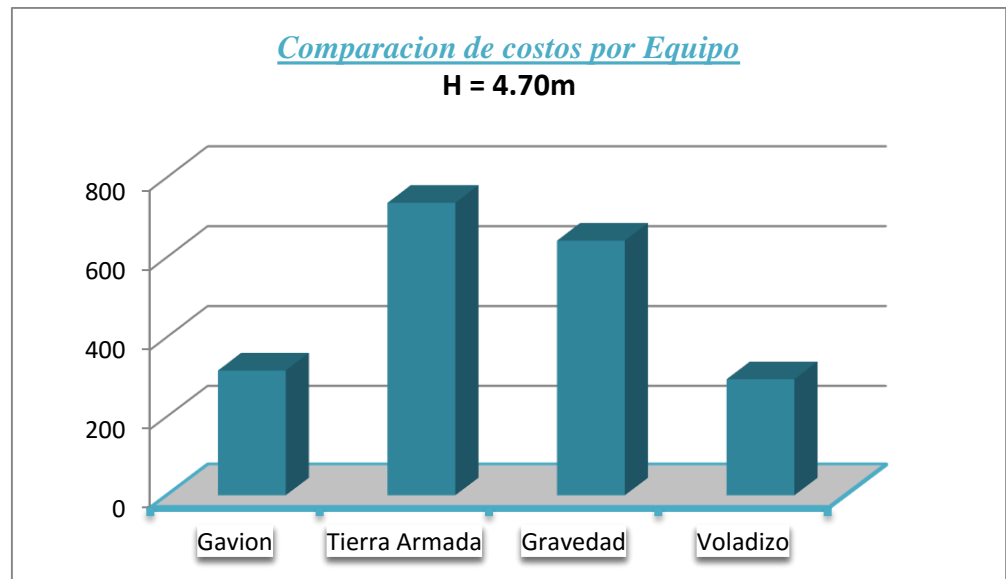
Tabla N° 19: COMPARACION DE COSTOS DE EQUIPO

H(m)	COSTO TOTAL s/.			
	GAVION	TIERRA ARMADA	GRAVEDAD	VOLADIZO
H= 4.70 m	315,81	735.84	641.27	293.96

Fuente: Elaboración propia

Se observa lo que es la cuantificación y diferencia de los costos de equipos de construcción para cada alternativa analizada, dando como resultado que el de menor costo viene hacer el muro de Voladizo y el de mayor costo el muro de tierra armada, según los datos del cálculo de los precios y cantidades de recursos requeridos para cada tipo de muro de contención.

Cuadro N° 69: CUANTIFICACION DE COSTOS TOTALES – COMPARACION DE EQUIPO



Fuente: Elaboración propia





## 4.2 DISCUSION

- A partir de los resultados obtenidos para el análisis económico, los cuales se resumen en el Tabla N° 16, se aprecia que el muro de gaviones es el más económico, para este tipo de terreno y para la altura analizada, que para alturas mayores a 5m ya no es recomendable este tipo de muro.
- El drenaje es un factor importante en el diseño de estructuras de contención según la norma CE.20 el ítem 7.2.3 nos dice que todo diseño de muro debe garantizar el drenaje del relleno del muro; pero para el análisis realizado no se consideró, debido a que el estudio de suelos no presenta nivel freático, además la zona es escasamente lluviosa.



## V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 CONCLUSIONES

Del presente trabajo podemos obtener las siguientes conclusiones:

- Del análisis económico se puede concluir que del muro de contención de tierra armada se obtuvo un costo directo de S/.15,761.73, el muro de Gaviones se obtuvo un costo total de S/. 2,841.94, el muro de Gravedad se obtuvo un costo total de S/. 7,638.97 y en el muro en Voladizo se obtuvo un costo total de S/. 3,486.19 todos los muros tuvieron una altura de 4.70 m. y una longitud por metro lineal, por lo tanto las diferencias de costos, entre las alternativas con respecto al menor costo obtenido (Muro de Gaviones S/. 2,841.94) es de: S/. 4,797.03 menos con respecto al muro de Gravedad, S/. 12,919.79 menos con respecto al muro de tierra armada; y, S/. 644.25 menos con respecto al muro de voladizo; es decir el Muro de Gavión resulto ser un 81.96% más económico que el Muro de Tierra Armada, el Muro de Gravedad resulto ser un 51.53% más económico que el muro de Tierra Armada y el muro de Voladizo resulto ser un 77.88 % más económico que el muro de Tierra Armada.
- Se concluye que el sistema de Muro de Gaviones es el que menor costo presenta en comparación con los muros de Tierra Armada, Gravedad y Voladizo, determinándose que conforme aumenta la altura del muro, aumenta el costo del mismo en función de los costos unitarios.
- Por lo tanto en la presente investigación la hipótesis planteada ha de ser negada.



- Se concluye que el empleo de un muro de contención de Gaviones posibilita que la construcción se realice en menor tiempo, debido a que el proceso constructivo es relativamente simple y el mantenimiento también.
- De los resultados obtenidos para los factores de seguridad contra deslizamiento y volteo usados para el diseño de las alternativas de contención analizadas se concluye que el muro de gaviones es el que mejor se adecua a la solución del problema de inestabilidad de talud en la zona analizada.
- Se concluye que el presupuesto general analizado con el resultado de la mejor alternativa de contención de Gavión para el Sector Arica del Distrito de Coishco es de: s/. 217,124.36 Soles, que involucra las manzanas D<sub>1</sub> Y E<sub>1</sub> de dicho Sector, los muros de contención son analizados con H = 1m. con una Long= 25m. ; H = 1.50 m. con una Long= 25m. ; H = 2.50 m. con una Long= 5m. ; H = 3 m. con una Long= 15m. ; H = 3.50 m. con una Long= 10m. ; H = 4.0 m. con una Long= 5m. ; H = 5m. con una Long= 15m.; dichos costo no incluye impuesto general a las ventas.

## 5.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda que según el análisis de disponibilidad de materiales los muros de contención de Gravedad y Voladizo son los más adecuados para esta zona a pesar de sus elevados costos, a diferencia de los



muros de Gaviones y Tierra armada que de ejecutarse se debería considerar una partida de flete en los costos unitarios

- Se recomienda tener en cuenta la disponibilidad de los materiales para cada sistema, ya que si no se toma en cuenta este parámetro del proyecto, al momento de ejecutar la obra, no cumplirá con los plazos establecidos e incrementara los costos debido al flete .
- Se recomienda conocer las ventajas que tiene cada sistema de contención analizado, ya que es importante por las características que cada uno presenta, poder tomar la decisión correcta considerando para la ejecución del proyecto el tipo de suelo, existencia de sobrecarga y altura del muro.
- Se recomienda el uso del muro de GAVION por razones económicas y de facilidad en el proceso constructivo en el Sector Arica en el Distrito de Coishco.
- Se recomienda considerar ciertos factores como las condiciones topográficas, condiciones ambientales, estética y disponibilidad de materiales al momento de elegir la estructura de contención a ejecutar.



## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Braja M. Das(1999),”**Principios de ingeniería de cimentaciones**”, (4° edición).Estados Unidos :Thomson Editores.857 pag
- FRATELLI, María Graciela (1993), “**Suelos, Fundaciones y Muros**” ,Caracas, Venezuela: Bonalde Editores. 445,475 pag.
- MUELAS RODRIGUEZ, Angel (2008), “**Manual de mecánica de suelos y cimentaciones**” 3 pag.
- Ramírez Oyanguren, Pedro y Alejano Monge, Leandro (2004),”**Mecánica de Rocas : Fundamentos e Ingeniería de Taludes**”,.pag. 563
- SUAREZ DIAZ, Jaime (2000),” **Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales**”. (1°. ed.).
- TERZAGHI, Karl(1973),”**Mecánica de suelos en la ingeniería practica**”, Buenos Aires: Editorial El Ateneo.722 pag.
- Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes. Standard Specifications for Higway Bridges. 17a ed. Estados Unidos de América: AASHTO, 2002. 1028 p.
- FERNANDEZ SASTRE,Lancelot(2002),”**Muros de contención con la técnica de Tierra Armada**”.( tesis de titulación). México: Universidad Popular autónoma del Estado de Puebla.



- LEONCIO AVALOS, **Miguel** ”**Estudio comparativo de costos entre muros de contención por gravedad, en voladizo y suelo reforzado**”
- OSTOS RAMOS, Rubén (2004),”**Construcción de un muro mecánicamente estabilizado con el proceso de Tierra Armada**”. (Tesis de Licenciatura).México: Instituto Tecnológico de la Construcción.
- Secretaria de Comunicaciones y Transportes (2014), “**Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados**”.(1° ed.),México