

**ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS PARA LA CONTENCION DE LA CABECERA 35
DE LA PISTA DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL PALONEGRO DE LA
CIUDAD DE BUCARAMANGA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.**

JORGE ELIECER ALVAREZ CARREÑO

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN GEOTECNIA
BUCARAMANGA
2017**

**ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS PARA LA CONTENCIÓN DE LA CABECERA 35
DE LA PISTA DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL PALONEGRO DE LA
CIUDAD DE BUCARAMANGA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.**

JORGE ELIECER ALVAREZ CARREÑO

Trabajo de aplicación para optar al título de Magíster en Geotecnia

Directora

Luz Marina Torrado Gómez

M.Sc. en Geotecnia

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN GEOTECNIA
BUCARAMANGA**

2017

DEDICATORIA

*A mi esposa Deisy Jaimes Pico y a mi hija Ana
Valentina por su constante apoyo y amor y por
compartir parte de su tiempo para la consecución
de este sueño.*

Jorge Eliecer Álvarez Carreño

AGRADECIMIENTOS

A Dios Todopoderoso por quien todo es posible, por ayudarme a alcanzar mis sueños y metas propuestas.

A la Ingeniera Luz Marina Torrado Gómez por sus consejos, aportes y colaboración para la realización de este proyecto.

A todos mis profesores y compañeros por compartir sus conocimientos y amistad.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	16
1. JUSTIFICACIÓN.....	17
2. OBJETIVOS.....	18
2.1 OBJETIVO GENERAL	18
2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	18
3. ESTADO DEL ARTE Y MARCO TEÓRICO.....	19
3.1 MUROS ANCLADOS	20
3.2 MURO EN TIERRA ARMADA Y MURO ANCLADO	21
3.2.1 Muro en tierra armada.....	21
3.2.2 Muro en suelo – cemento.....	23
3.2.3 Muros en sistema TERKO	23
4. GENERALIDADES DEL PROYECTO	25
4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ZONA DE ESTUDIO	25
4.2 METODOLOGÍA DEL ESTUDIO	25
4.3 TOPOGRAFIA	28
4.4 GEOLOGÍA.....	28
4.4.1 Geología Regional	29
4.4.2 Geología local	31
4.4.3 Geología Estructural	36
4.4.3.1 Marco geológico y tectónico de Colombia.....	36
4.4.3.2. Marco geológico y tectónico del Departamento de Santander.....	38

4.5 GEOMORFOLOGÍA.....	43
4.5.1 Morfogenética Huggett en el 2007	43
4.5.2 Geoformas de Origen Denudacional.....	45
4.5.3 Geoformas de Origen Antropogénico	50
5. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA	54
5.1 SONDEOS GEOTÉCNICOS.....	54
5.2 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO	59
5.3 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO	61
5.4 TOMOGRAFÍA GEOLÉCTRICA	62
5.4.1 Resultados de la tomografía geoléctrica	63
5.5 CAPACIDAD PORTANTE DE LA CIMENTACIÓN	67
6. CÁLCULO DE FACTORES DE SEGURIDAD	75
6.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS.....	75
6.2 GEOMETRÍA Y ESTRATIGRAFÍA.....	75
6.3 PROPIEDADES DEL SUELO	76
6.4 SISMO DE DISEÑO.....	76
6.4.1 Marcuson (1981).....	77
6.4.2 Towhata en el Geotechnical Earthquake Engineering, Springer Berlin, 2008.....	77
6.4.3 Criterio de Ingeominas.....	78
6.4.4 Criterio de NSR-10.....	78
6.4.5 Criterio de Hynnes – Griffin and Franklin	79
6.4.6 Towhata Geotechnical Earthquake engineering, Springer Berlin, 2008.....	79
6.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.....	80
6.6 DISEÑO Y ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN.....	80
6.6.1 Muro Anclado - Alternativa 1	81
6.6.1.1. Estabilidad del Sistema.....	81

6.6.1.2 Diseño del muro H=12.00 m	83
6.6.2 Muro Tierra Armada - Alternativa 2	93
6.6.2.1 Estabilidad del Sistema.....	96
6.6.2.2 Diseño del muro en Tierra armada y anclaje	98
6.7 MODELACIÓN ASENTAMIENTOS	103
7. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	106
7.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	106
8. CONCLUSIONES	107
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	108
BIBLIOGRAFIA.....	110
ANEXOS.....	112

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Unidades Geológicas superficiales del área Estudio	36
Tabla 2. Clasificación Unidades geomorfológicas.....	43
Tabla 3. Localización y características de los sondeos	55
Tabla 4. Resumen Ensayos SPT	58
Tabla 5. Resumen de Ensayos de Laboratorio	60
Tabla 6. Resultados de Corte Directo	60
Tabla 7. Resultados de Peso Unitario.....	60
Tabla 8. Resultados de Compresión Incofinada	61
Tabla 9. Parámetros Capacidad Portante	68
Tabla 10. Parámetros Geomecánicos utilizados en el modelo	76
Tabla 11. Factores de Seguridad – Muro Anclado.....	82
Tabla 12. Distribución de Empuje por Altura de muro.....	95
Tabla 13. Resumen factores de Seguridad.....	97
Tabla 14. Parámetros utilizados análisis de sentamientos	104

LISTA DE ILUSTRACIONES

	Pág.
Ilustración 1. Panorámica en Planta de la cabecera 35	20
Ilustración 2. Localización del proyecto	25
Ilustración 3. Metodología del Estudio	27
Ilustración 4. Unidad Neis de Bucaramanga	30
Ilustración 5. Formación Silgará (entre Matanza – Suratá).....	31
Ilustración 6. Afloramientos Formación Girón.	33
Ilustración 7. Fracturamiento Formación Girón en sitio de estudio	34
Ilustración 8. Mapa geológico – unidades geológicas.....	35
Ilustración 9. Interacción Placas tectónicas	37
Ilustración 10. Esquema tectónico Dpto. de Santander	40
Ilustración 11. Esquema Estructural Dpto. de Santander	41
Ilustración 12. Geoformas de cimas anchas – Costado Sur Este de la pista.....	46
Ilustración 13. Cima explanada.....	47
Ilustración 14. Geoformas laderas terraceadas – cabecera norte de la Pista de aterrizaje	50
Ilustración 15. Geoformas de Lagos que se encuentran en la zona	52
Ilustración 16. Localización de la exploración Geotécnica.....	56
Ilustración 17. Sondeo 3	57
Ilustración 18. Sondeo 4	57
Ilustración 19. Tabla de Resistividades de diferentes materiales	63
Ilustración 20. Arreglo lineal.....	64
Ilustración 21. Resistividad aparente	65
Ilustración 22. Resistividad del terreno real	66
Ilustración 23. Interpretación Tomografía	67
Ilustración 24. Comparativo Capacidad Portante.....	73

Ilustración 25. Resumen cálculos de capacidad de soporte	74
Ilustración 26. Perfil Geotécnico	81
Ilustración 27. Análisis Estático – Alternativa 1	82
Ilustración 28. Análisis Dinámico – Alternativa 1.....	82
Ilustración 29. Empujes de sobrecarga.....	94
Ilustración 30. Alternativa 2. Muro en tierra Armada con pantalla anclada	96
Ilustración 31. Análisis Estático. Alternativa 2.....	97
Ilustración 32. Análisis Dinámico. Alternativa 2	97
Ilustración 33. Modelación asentamientos	105

LISTA DE ANEXOS*

Anexo A CARTERAS TOPOGRÁFICAS

Anexo B ENSAYOS DE LABORATORIO

Anexo C MEMORIAS DISEÑO MURO.

Anexo D ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

Anexo E ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS.

* Ver Documentos adjuntos en el CD

RESUMEN

TÍTULO: ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS PARA LA CONTENCION DE LA CABECERA 35 DE LA PISTA DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL PALONEGRO DE LA CIUDAD DE BUCARAMANGA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.*

AUTOR: JORGE ELIECER ALVAREZ CARREÑO**

PALABRAS CLAVES: muro de contención, geotecnia, diseño.

CONTENIDO: El proyecto de aplicación consiste en el análisis geotécnico tendiente a analizar las diferentes alternativas de solución para la estabilización de la cabecera 35 del Aeropuerto Internacional Palonegro de Bucaramanga, teniendo en cuenta la geología, geomorfología de la zona y las características físico – mecánicas del talud, con el objeto de mejorar las condiciones técnicas y de seguridad aeroportuaria, de acuerdo a normas FAA, ampliando el área y la geometría de la llave de giro de la cabecera 35.

Dentro de los trabajos proyectados se realizó análisis de la información existente, el levantamiento topográfico georreferenciado, la determinación de la estratigrafía de los suelos por medio de sondeos, tomografías geo eléctricas y la caracterización de los parámetros de resistencia de los suelos encontrados en la zona, datos requeridos para realizar el modelo geotécnico y el cálculo de los factores de seguridad para cada uno de los métodos constructivos o modelos propuestos, en donde a la propuesta favorable técnicamente se le calculó el asentamiento, todo lo anterior utilizando software especializado.

Una vez realizado el modelamiento geotécnico se procedió a analizar las diferentes alternativas de solución planteadas para la estabilización y escoger la alternativa técnica más viable para la construcción del muro de contención que garantice la estabilidad, el área y las normas internacionales de seguridad aeroportuaria, entrando el aeropuerto de Bucaramanga dentro

* Trabajo de Grado de Investigación

** Facultad de Ciencias Físico Mecánicas. Escuela ingeniería Civil. Maestría en Geotecnia Director (I.C., M.Sc.) Luz Marina Torrado Gómez

SUMMARY

TITLE: GEOTECHNICAL ANALYSIS FOR THE DESIGN OF CONTAINMENT WALL OF THE HEAD 35 OF THE PALONEGRO INTERNATIONAL AIRPORT OF THE CITY OF BUCARAMANGA, DEPARTMENT OF SANTANDER*

AUTHOR(S): JORGE ELIECER ALVAREZ CARREÑO**

KEYWORDS: stabilization techniques; Geotechnics; Design.

CONTENT: The application project consists of the geotechnical analysis of the different solution alternatives for the stabilization of the 35 runway head of the Palonegro International Airport of Bucaramanga, keeping into account the geology and geomorphology of the area and the physical and mechanical features of the slope, aiming to the improvement of the technical and safety conditions of the airport in accordance with the FAA regulations, thus expanding the area and geometry of the turn-off curve of the 35 runway head.

Among the developed works we carried out the analysis of the preexisting information, the topographical survey was georeferenced, the determination of the stratigraphy of the soil was conducted by probing the ground and the development of geoelectric tomography and the resistance parameter characterization of the grounds found in the area was carried out, data which was required to perform the geotechnical model and the calculation of the safety factors for each of the proposed construction methods or models, in which the technically favored approach was calculated on its seating, using the specialized software.

Once the geotechnical modeling was carried out we moved on to analyse the different solution alternatives formulated for the stabilization of the slope and to choose the more feasible alternative for the construction of the retaining wall which must ensure the stability of the area and the international standards of airport safety, so that the Bucaramanga airport can reach the competitiveness policies of the global economy

* Master's Degree Thesis Work

** Physical-Mechanics Engineering Faculty. School of Civil Engineering. Magister in Geotechnical Advisor (I.C., M.Sc.) Luz Marina Torrado Gómez

INTRODUCCIÓN

El Aeropuerto Internacional Palonegro de la ciudad de Bucaramanga, se encuentra entre los tres (3) aeropuertos en proceso de certificación internacional sugerida por la Organización de Aviación Civil Internacional, OACI, para homologarse en seguridad operacional aeroportuaria. Para el logro de éste objetivo el Ministerio de transporte ha implementado mejoras en la cadena de valor del transporte aéreo, como la reorganización del espacio aéreo a nivel nacional y el aumento de la capacidad de aterrizajes y despegues de los terminales y así contribuir con el mejoramiento de la competitividad y seguridad aérea, lo que se puede lograr con una infraestructura de transporte aérea moderna y técnicamente adecuada a las exigencias que las mismas requieren.

Es por ello, que en el aeropuerto Palonegro, se han ejecutado tres contratos de obra, la primera fase de modernización por parte de la concesión Aeropuertos de Oriente y el mejoramiento y la ampliación de la pista por parte de la Aeronáutica Civil, Aerocivil. Dentro de las obras establecidas para la ampliación del Aeropuerto Internacional Palonegro de la Ciudad de Bucaramanga, se contempla la reubicación del Umbral de la Pista de aterrizaje en la cabecera 35, en la que se incluye el análisis geotécnico para el Diseño del muro de contención de la cabecera 35.

1. JUSTIFICACIÓN

La propuesta planteada en el presente trabajo de grado permite dentro de las obras establecidas la ampliación del Aeropuerto Internacional Palonegro de la Ciudad de Bucaramanga y contemplar la reubicación del Umbral de la Pista de aterrizaje en la cabecera 35 de acuerdo a las normas de la Organización de Aviación Civil Internacional - OACI.

En este sector se deberá realizar una estructura de contención que permita alcanzar un relleno de 12.00 metros de altura en la parte media.

Con el fin de determinar la mejor opción para la construcción de esta estructura se hace necesario plantear diferentes alternativas de solución, para mediante una evaluación técnica y económica escoger la de mayor viabilidad.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Proponer dos alternativas de construcción y estabilización que den solución técnica, económica y constructiva a la necesidad de ampliar la llave de giro de la cabecera 35, de acuerdo a las normas aeronáuticas para la respectiva certificación, en la construcción de la estructura de ingeniería en el aeropuerto Internacional Palonegro de la ciudad de Bucaramanga, Santander

2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Evaluar las condiciones de estabilidad de los diseños con base en las propiedades mecánicas de los suelos presentes en el sector y la información obtenida en el programa de exploración suministrado por la empresa GEOTECNOLOGIA S.A.S.
- Proponer al menos dos alternativas de diseño de muro de contención que garantice la estabilidad de la llave de giro de la cabecera 35, mediante el uso de herramientas informáticas que permitan efectuar la evaluación de diferentes escenarios, para conocer las condiciones para su implementación, revisando los factores de seguridad que cada uno de ellos ofrece para su evaluación final.
- Evaluar la mejor opción para adoptar el diseño del muro de contención que permita optimizar la mayor cantidad de área, garantizando la estabilidad de la Cabecera 35; se analizará la mejor opción mediante comparación de las ventajas, desventajas, criterios y factores de selección por costo, seguridad,

funcionalidad, vida útil, condiciones geográficas para conocer cual diseño de contención es más efectivo y eficiente.

3. ESTADO DEL ARTE Y MARCO TEÓRICO

Actualmente los aeropuertos se han convertido en infraestructuras indispensables y necesarias en las grandes ciudades, para la globalización de la economía local, ya que esta infraestructura nos que permite el transporte aéreo, y con esto contribuyendo directamente en la generación de economías de gran escala, y promoviendo la explotación de un sin número de actividades productivas en diferentes sectores de la economía.

Las principales características de los aeropuertos radican en que permiten la comunicación nacional e internacional, y es el medio de transporte más rápido y seguro, es por ello que la infraestructura de estos debe ser acorde a las normativas existentes y brindar la mayor comodidad, seguridad y confianza a los usuarios. De ahí la necesidad de buscar alternativas constructivas para poder mejorar las condiciones actuales de la infraestructura.

Hoy por hoy el Aeropuerto Internacional Palonegro de la ciudad de Bucaramanga se encuentra realizando obras de infraestructura que consisten en la ampliación de la pista en el costado sur, llevando la misma desde el umbral actual (el umbral 35), hasta un nuevo umbral que limita con la vía de acceso principal al aeropuerto. Para la realización de la respectiva ampliación es necesario implementar un sistema que permita la contención del relleno que se ha de utilizar y que garantice los asentamientos mínimos, por ello y con el objeto de determinar la mejor alternativa técnica y económicamente se plantearon 2 alternativas diferentes, Muros anclados y Muro en tierra armada.

Ilustración 1. Panorámica en Planta de la cabecera 35



Fuente: Unión temporal Arca

Geotécnicamente en el sector donde se va a realizar la respectiva ampliación se encontraron suelos residuales, compuestos por arenas arcillosas coherentes, densas, húmedas y permeables, además en la parte inferior de este estrato se encontraron afloramientos de suelo residual, limo arenoso coherentes, densas, húmedas y permeables. De igual manera se encontró roca arenisca a profundidades mayores a 2 metros y no se registró nivel freático en la zona.

A continuación, se especifica en que consiste cada uno de los sistemas constructivos planteados y las principales características de los mismos:

3.1 MUROS ANCLADOS

Consisten en muros verticales de concreto reforzado anclados mediante tensores en la masa del terreno. Los tensores son utilizados con el objeto de generar una precarga de los sistemas estructurales, la cual servirá para limitar el desplazamiento de la estructura y con esto ayudando a evitar los asentamientos.

Estos muros anclados pueden ser activos o pasivos dependiendo de si son pre tensionados o no. (Suaréz Diaz, 2001)

Los muros anclados de hormigón armado se consideran un sistema de soporte activo ya que se trata de que los anclajes empujen al suelo retenido más fuerte de lo que él los empuja. En cambio, los muros anclados de hormigón proyectado se consideran un sistema de soporte pasivo ya que se esperan que el talud empiece a deslizarse para actuar. (Pedro, 2011)

El primer uso de anclajes de tierra en los EE.UU. fue para el apoyo temporal de los sistemas de excavación. Estos sistemas eran típicamente diseñados y construidos por contratistas especializados. El uso de los anclajes de tierra para proyectos del sector público en los Estados Unidos no se hizo comunes hasta finales de los años setenta y hoy en día, representan una técnica común para la retención de la tierra y la estabilización de taludes para carreteras. En determinadas condiciones de diseño y construcción, los sistemas anclados ofrecen ventajas sobre los sistemas más convencionales que han dado como resultado beneficios económicos y técnicos. (Highway, 1999)

3.2 MURO EN TIERRA ARMADA Y MURO ANCLADO

Inicialmente antes de entrar a hablar sobre este sistema planteado para el proyecto de la cabecera 35, se explicaran una serie de definiciones que son necesarias para el buen entendimiento:

3.2.1 Muro en tierra armada Los muros de tierra armada son estructuras de suelo estabilizado, reforzado mecánicamente con geomallas uniaxiales de polietileno de alta densidad, esencialmente está construido por un parámetro formado por “Escamas” prefabricadas a las que se enlazan armaduras que se anclan por

rozamiento del terreno que se va terraplenando por tongadas. (Villarino Otero, 2016)

Un muro de contención de tierra armada está constituido por un suelo granular compactado en el que se colocan bandas de refuerzos horizontales y verticales a intervalos regulares. Por lo general las bandas son de acero galvanizado, pero también pueden ser en acero inoxidable, aluminio, plástico o materiales no biodegradables.

Los muros de contención reforzados con geotextil se han convertido mundialmente en una alternativa de construcción frente a los muros de concreto reforzado y a los terraplenes conformados naturalmente, principalmente cuando hay deficiencias en la capacidad portante del suelo de fundación o cuando las condiciones geométricas de la sección de la vía no permiten que las zonas de relleno sean realizadas a un ángulo igual o menor al de reposo natural del suelo de relleno. La evolución en este campo ha sido tan grande, que hoy en día, gracias a investigaciones realizadas por la FHWA (Federal Highway Administration) de este país, se han desarrollado métodos constructivos y de diseño para conformar las pilas de puentes, en suelo reforzado con geo sintéticos. (Cruz, 2016)

Dentro de sus principales ventajas se encuentran:

- Su construcción es fácil y rápida.
- Bajo costo
- No tiene limitaciones prácticas en longitud y altura.

A pesar de sus ventajas el sistema no es recomendable por cuanto una falla en la tierra armada provoca el colapso del conjunto, las fallas generalmente son por deslizamiento o volcadura.

3.2.2 Muro en suelo – cemento Suelo cemento o suelo estabilizado con cemento es una mezcla en seco de suelo o tierra con determinadas características granulométricas cemento y en su caso, aditivos. A la mezcla se le adiciona una cierta cantidad de agua para su fraguado y posteriormente se compacta, transformándose en una masa de gran solidez y resistencia. Regularmente, el porcentaje de cemento puede variar entre el 5 al 12% dependiendo del tipo de suelo. (Toiral Corral, 2008)

Este material se ha empleado con éxito en la construcción de bases y sub-bases de caminos, pistas para aeropuertos, viviendas, revestimientos de canales y muy especialmente en construcciones rurales, como ser silos elevados y subterráneos, pisos en general, galpones, etc.

3.2.3 Muros en sistema TERKO Es una Tecnología Aplicada a Muros de Suelos Mecánicamente Estabilizados. Es un sistema para construir muros de contención de manera modular que permite el ahorro de espacio, tiempo e inversión. Las zapatas, columnas o vigas son eliminadas y sustituidas por elementos de armado internos en el terraplén que eliminan los empujes dando consistencia al macizo permitiendo así su estabilización. Es un sistema de gran eficiencia debido a:

- Que sus componentes son sencillos y fáciles de fabricar.
- La optimización de su montaje dada la creativa forma de sus losas y la aplicación de técnicas de ingeniería industrial.
- La flexibilidad única de sus elementos de anclaje.
- La seguridad que garantiza el acero galvanizado de sus tensores.

Las principales diferencias con los métodos tradicionales son las siguientes:

- Su enorme velocidad de colocación en obra, imposible de compararse con los métodos tradicionales.
- Su bajo peso y gran dimensión de los módulos

- Presentación en forma de ensamble lo que permite un muro perfectamente delineable de acuerdo a las necesidades del proyecto, eliminando la necesidad de pegues o recubrimientos externos.
- Posibilidad de obtener cualquier dimensión de muros tanto horizontales como verticales.
- Economía en tiempo y costos en la realización del sistema.
- Se obtienen obras absolutamente limpias en todo momento porque el sistema elimina cualquier tipo de escombros.

4. GENERALIDADES DEL PROYECTO

4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ZONA DE ESTUDIO

La cabecera 35 se localiza en el costado sur de la pista de aterrizaje, en cercanías a la vía de acceso principal al aeropuerto.

Ilustración 2. Localización del proyecto



Fuente: Google Earth

4.2 METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

A continuación se presenta la metodología aplicada al estudio:

Fase De Aprestamiento: En esta fase se efectúa la recopilación de la mayor cantidad de información, relacionada con el área de influencia directa del estudio geotécnico, entre la información recopilada, se puede identificar principalmente: topografía general, geología regional y local y estudios geotécnicos existentes, etc.

Fase de Campo

En esta fase, se realiza el reconocimiento del terreno, donde se identifican las unidades geológicas superficiales, las unidades geomorfológicas, la cobertura vegetal, las pendientes promedio entre otras características identificadas en el lugar de estudio. También se efectúa la fase de exploración geotécnica por medio de ensayos SPT y apiques para la toma inalterada de suelos.

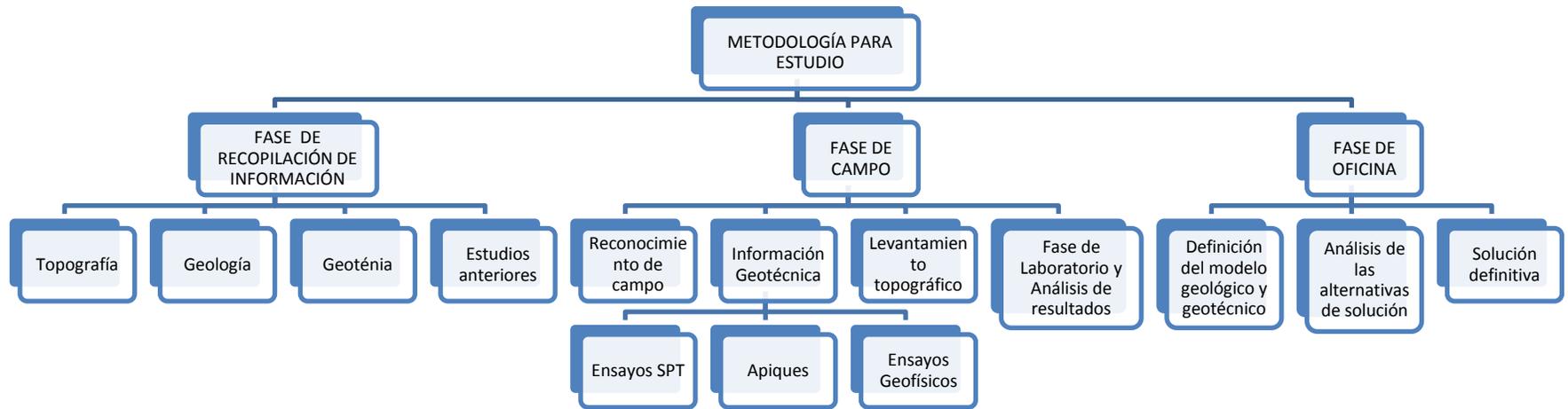
Fase de Laboratorio

Una vez se hayan recepcionado las muestras de campo, se les efectúa los respectivos ensayos de laboratorio, para la determinación de sus propiedades físicas y geotécnicas.

Fase de oficina

Después de obtenidas las propiedades de geotécnicas, y con las teorías y metodologías de análisis del comportamiento del suelo, se determina el comportamiento geotécnico del suelo, se define el modelo geotécnico y posteriormente se analizan las alternativas de solución

Ilustración 3. Metodología del Estudio



4.3 TOPOGRAFIA

La investigación preliminar del sitio tiene como objeto recolectar la información básica general para entender los procesos que ocurren en el talud o el deslizamiento (SUAREZ DÍAZ, 1998). Adicionalmente proporciona detalles topográficos, especialmente, factores que pueden estar ocultos por la vegetación, determinar los perfiles topográficos para los análisis de estabilidad, además de establecer un marco de referencia para la realización de comparación de movimientos futuros del terreno.

La topografía del sitio es de gran importancia para la detección de deslizamientos, presencia de escarpes que cambien de dirección, mostrando no solamente direcciones de los deslizamientos sino adicionalmente depresiones que lleven a concluir antiguos movimientos, cuerpos de agua que puedan coincidir con deslizamientos activos, sitios de deslizamientos, canales de flujo, zonas de acumulación de agua, etc.

En el presente proyecto se realizó el levantamiento topográfico del sitio de estudio, se realizaron secciones transversales del talud.

4.4 GEOLOGÍA

Este capítulo describe las características geológicas y las unidades geológicas superficiales a nivel regional y dentro del área de estudio.

Para realizar el análisis geológico se tienen en cuenta estudios previos de entidades oficiales y particulares, dentro de las que se encuentran la Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga (CDMB), la oficina de planeación del municipio de Bucaramanga y Servicio Geológico

Colombiano, los cuales permiten conocer la información geológica desarrollada en el área a escalas generales.

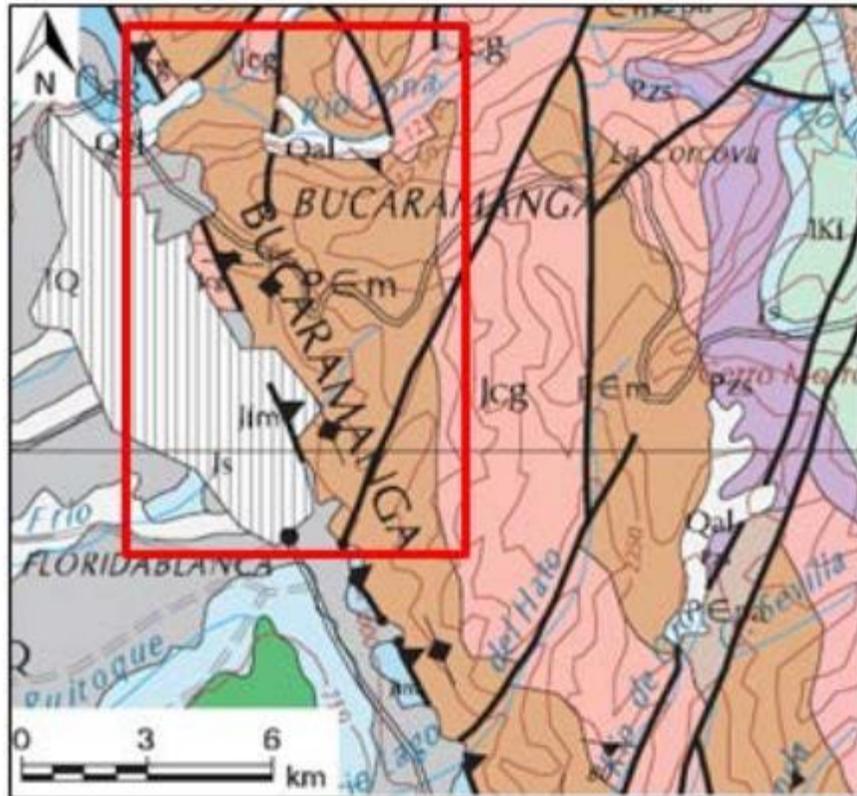
Igualmente se usaron mapas topográficos, fotografías aéreas e imágenes satelitales los cuales permitieron estudiar los rasgos morfo-estructurales y los procesos morfodinámicos presentes en la zona de estudio. A partir de la información obtenida se generó el mapa de unidades geológicas superficiales en el área de trabajo.

4.4.1 Geología Regional Regionalmente la zona de estudio está relacionada a los bloques tectónicos delimitados por la Falla de Suárez al occidente y la Falla Bucaramanga al Oriente (INGEOMINAS, 2007). A continuación, se describen algunas unidades presentes en esta región:

Neis de Bucaramanga (p€b): Definido por Goldsmith (1971), esta unidad está constituida por una secuencia de roca metasedimentaria de alto grado de metamorfismo conformado principalmente por paraneis pelítico, semipelítico y arenáceo, esquistos y neis calcáreo, mármol, neis horbléndico y anfibolita.

El gneis incluye dos tipos de zonas de migmatita, una donde el paraneis está mezclado con roca granítica gnéisica y otra donde ambos están cortados por masas pequeñas de granito no foliado (Ward et al., 1973). Aflora al oriente del área metropolitana de Bucaramanga y se localiza al este de la Falla Bucaramanga (Figura 2). Se encuentra en contacto con intrusivos jurásicos graníticos y se considera de edad precámbrica (Ward et al., 1973).

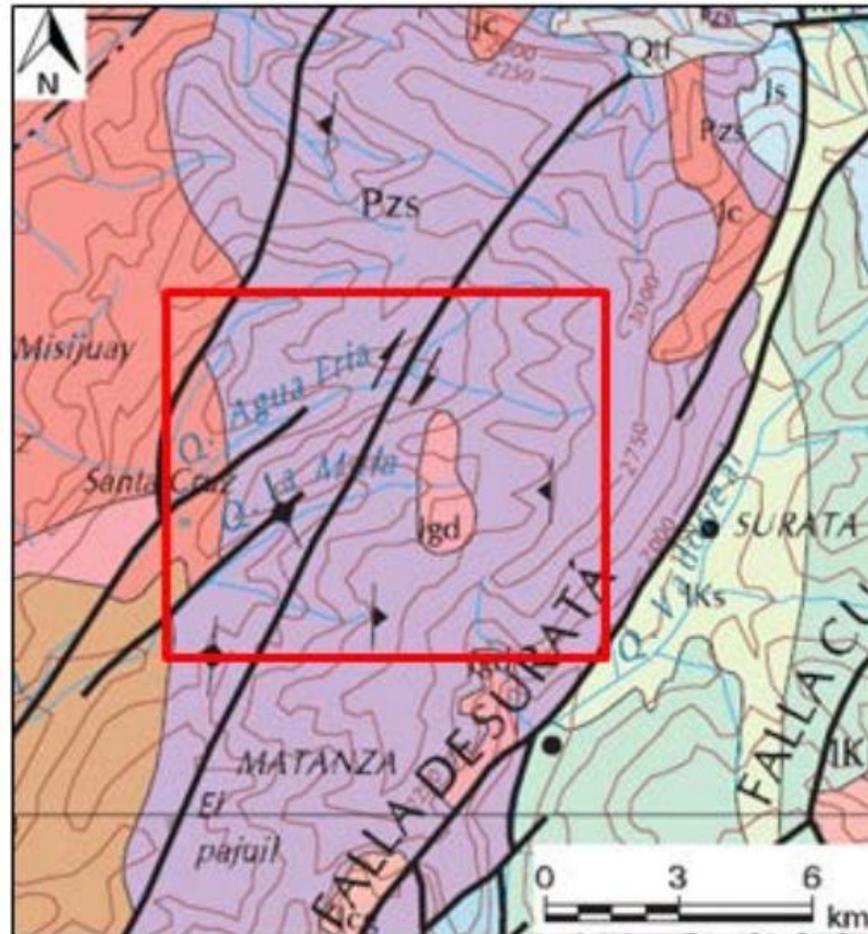
Ilustración 4. Unidad Neis de Bucaramanga



Fuente: INGEOMINAS, 1999

Formación Silgará (pDs): Nombre propuesto por Ward et al., (1973) para referirse a una secuencia de rocas clásticas metamorizadas de estratificación delgada, compuestas por filitas, cuarcitas, esquistos, metareniscas y menores cantidades de pizarra y filita calcárea, cuya sección tipo se localiza en la Quebrada Silgará. Las relaciones estratigráficas sugieren que esta unidad suprayace al Neis de Bucaramanga e infrayace rocas del Devónico (Figura 3).

Ilustración 5. Formación Silgará (entre Matanza – Suratá)



Fuente: INGEOMINAS, 1999

Formación Girón (Jg): Areniscas de grano grueso, con intercalaciones de areniscas conglomeráticas y capas interestratificadas de limolita y arcillolita, en estratos hasta de 1 a 2 m de espesor. Las capas conglomeráticas contienen guijos de cuarzo hasta de 4 cm de diámetro, dureza media a alta, grado de meteorización moderado a alto, (GSI 40-50% y en otros sectores un GSI=50-60%) (INGEOMINAS, 2007).

4.4.2 Geología local En la zona de estudio se encontraron las siguientes unidades geológicas.

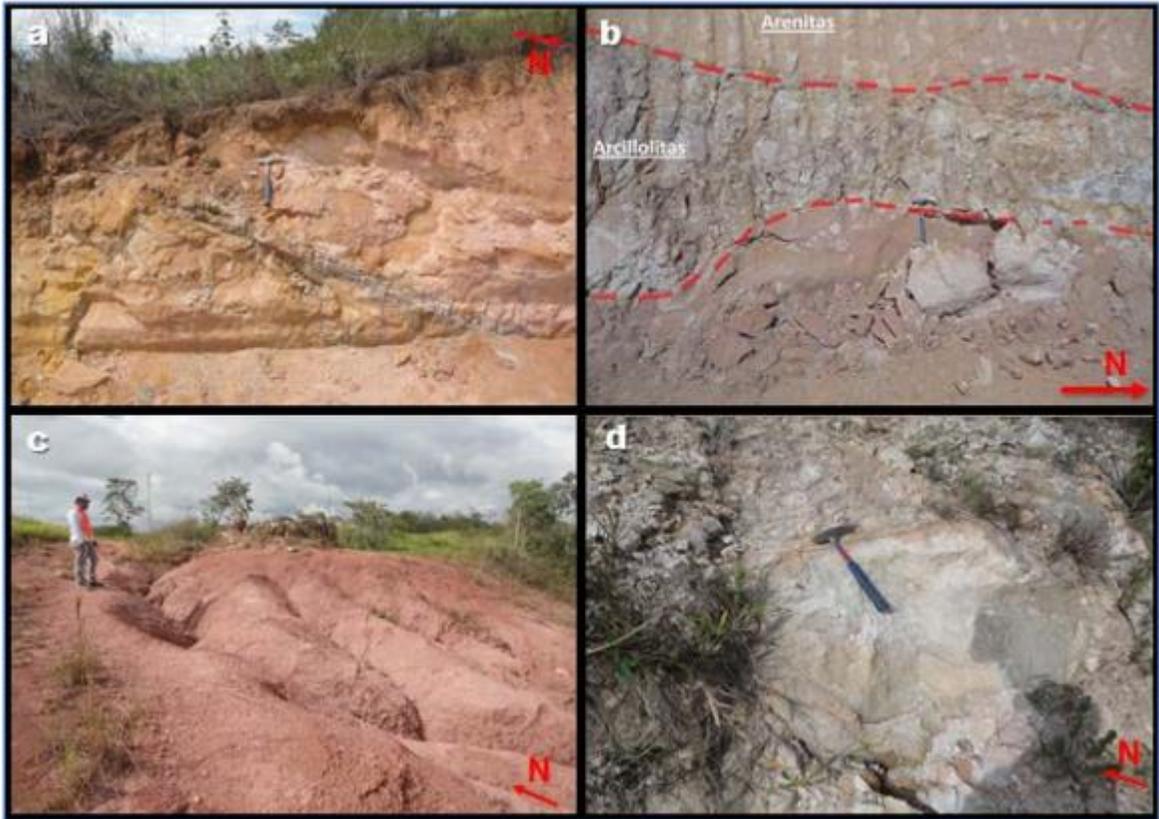
Formación Girón (Jg)

Localmente se encuentra la Formación Girón en la zona de estudio predominando en la zona donde se localiza el aeropuerto internacional Palonegro. Allí se observan diferentes afloramientos de color rojizo, morado e inclusive parduzco en algunos sectores, los cuales presentan intercalaciones de capas de arenitas y arcillolitas.

Las capas de arenitas son de hasta 2.5 m de espesor de color rojizo-parduzco, de grano medio, y en algunos casos de grano grueso a muy grueso (estas capas se presentan de un color parduzco-rojizo, y en algunos casos debido a la fuerte oxidación y al lavado constante por aguas lluvias aparecen de color blanco, como se observa en el talud que queda al norte de los hangares) (4d) en donde se presentan algunos gránulos y pequeñas guijas sub redondeadas y sub alargadas, con cementación baja a media, y con un porcentaje de matriz arcilla de aproximadamente 10%, estas capas están compuesta mineralógicamente por cuarzo principalmente (85%), Feldespatos y plagioclasas (10%) y Moscovita (5%).

Las capas de arcillolitas presentan una variedad en sus coloraciones que comprenden colores rojizos, violáceos, grisáceos y verdosos; de hasta 2 m de espesor donde se observa la presencia de moscovita en estos estratos, tal como se muestran en la ilustración 6.

Ilustración 6. Afloramientos Formación Girón.



Fuente: Consorcio Desarrollo Aeroportuario, 2014

Los afloramientos de esta unidad en general se encuentran con un fracturamiento alto y en algunos casos presentan pequeñas fallas locales normales e inversas como se muestra en la ilustración 6.

Ilustración 7. Fracturamiento Formación Girón en sitio de estudio



Fuente: Consorcio Desarrollo Aeroportuario, 2014

Suelos de Rellenos Antrópicos (Sla)

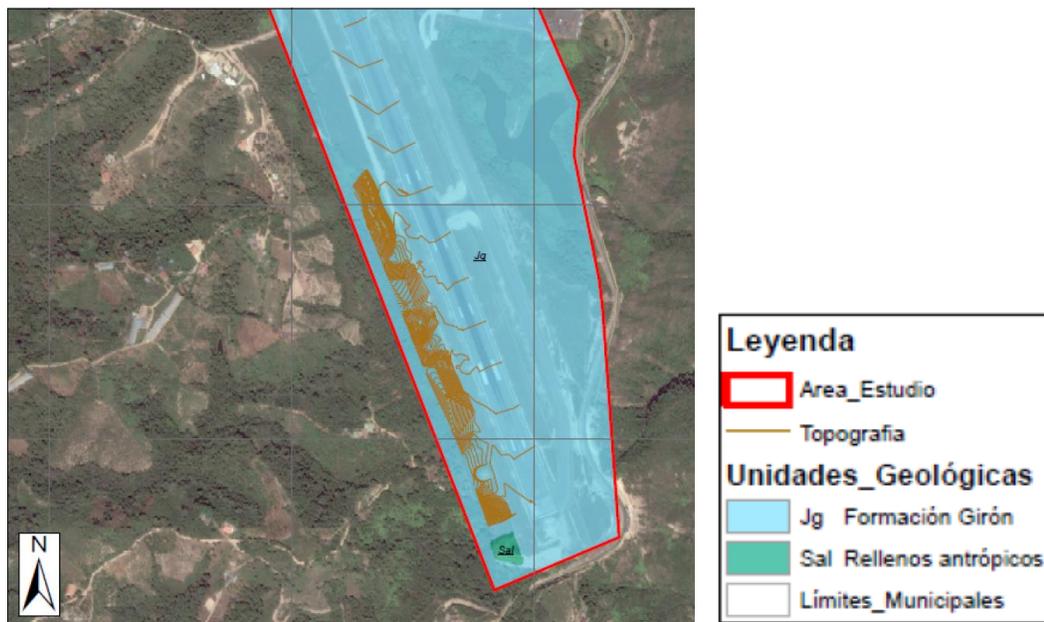
Corresponden a materiales heterogéneos dispuestos por el hombre, distribuidos aleatoriamente y sin ningún tratamiento o adecuación, con el objeto de cumplir los requerimientos de los diseños de obras de ingeniería o con la intención de aprovechar áreas de cauce de drenajes (INGEOMINAS, 2007). Están conformados principalmente por materiales tamaño arena, arcilla y grava, producto de residuos de construcción, excavaciones de minería o adecuación de terrenos.

En la zona de estudio se observa un tipo de suelo arenoso de color rojizo-parduzco con algo de arcilla, con gránulos, guijas y algunos cantos, asociados principalmente al gneis de Bucaramanga, rocas ígneas del macizo de Santander y rocas sedimentarias cuya litología corresponden a la Formación Girón. Estos afloramientos se observan hacia la cabecera Sur de la pista; a la derecha de la

cabecera norte cerca de donde se encuentran los aviones abandonados y hacia el talud de la obra de la canaleta que da hacia la laguna Norte. Hacia el talud que se encuentra en la cabecera Norte de la Pista, estos suelos se observan con algunas capas de pavimento.

La identificación, caracterización y levantamiento de las unidades geológicas en el área de estudio se muestra en el mapa geológico del área de estudio (Ver ilustración 8).

Ilustración 8. Mapa geológico – unidades geológicas



Fuente: Mapa geológico escala 1:200 para la Zona Sur.

De igual manera en la Tabla 1 se resumen los colores y nomenclaturas usadas para el desarrollo de este mapa, como también el porcentaje de ocupación dentro del área de estudio de cada unidad (Figura 8).

Tabla 1. Unidades Geológicas superficiales del área Estudio

Formación Girón	Jg	Estratos entre 0.5 y 1.5 m de espesor de conglomerados y areniscas, alternados con capas de lodolitas, arenisca de grano grueso e intercalaciones de arenisca conglomerática, limolitas y arcillolitas de hasta 50 cm de espesor, dureza media a alta, grado de meteorización moderado a alto, (GSI > 60% y en otros sectores un GSI=50-160).
Suelos de Rellenos Antrópicos	Sla	Corresponden a materiales heterogéneos dispuestos por el hombre, generalmente caóticamente y sin ningún tratamiento o adecuación, con el objeto de cumplir los requerimientos de los diseños de obras de ingeniería o con la intención de aprovechar áreas de cauce de drenajes. Compuestos principalmente por materiales tamaño arena, arcilla, grava que son producto de residuos de construcción, excavaciones para minería o para adecuación de terrenos.

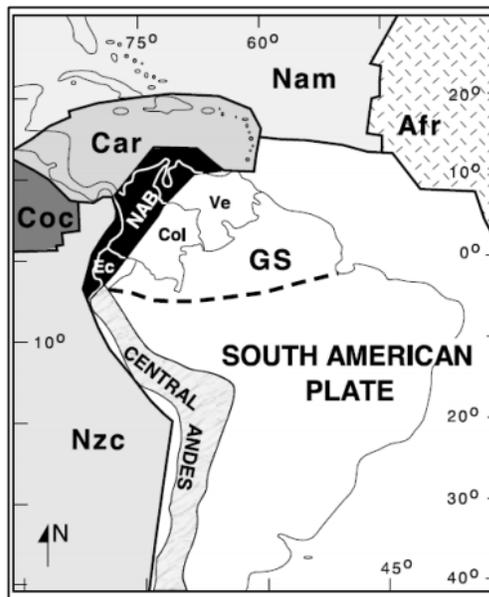
Fuente: INGEOMINAS, 2009

4.4.3 Geología Estructural

4.4.3.1 Marco geológico y tectónico de Colombia El segmento septentrional de Suramérica en donde se encuentran la cadena montañosa de los Andes de Ecuador, Colombia y Venezuela ha sido reconocida como el Bloque Nor-andino el cual corresponde a un segmento geológicamente diferente de la Cordillera de Los Andes (Cediel et al., 2003) ya que es un territorio geológicamente complejo y tectónicamente dinámico (Royero y Clavijo, 2001), en donde ocurre la interacción de tres placas litosféricas principales: la Placa de Nazca ubicada en el Pacífico, la Placa Caribe y la Placa Suramericana en donde se incluye el Bloque Norandino (Cediel et al., 2003; Royero y Clavijo, 2001).

La Placa de Nazca se encuentra subduciendo al oriente bajo la Placa Suramericana a una tasa de subducción de 65-70 mm/año (Rhea, et al., 2010). La Placa de Nazca se forma en el último episodio de fragmentación de la Placa Farallón a principios del Mioceno cuando la Placa de Cocos se separa completamente reduciendo considerablemente el tamaño de la misma y este fragmento de la Placa Farallón es renombrado como Placa de Nazca (Lonsdale, 2005).

Ilustración 9. Interacción Placas tectónicas



Fuente: Cediel et al, 2003

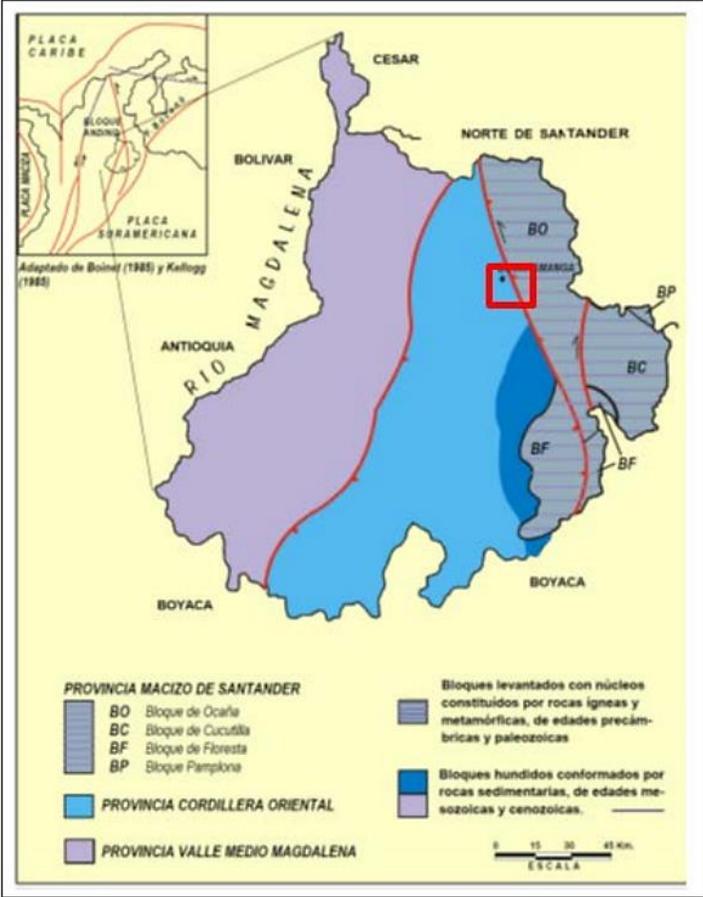
La evolución de la Placa Caribe, la cual se encuentra al norte del territorio colombiano ha sido controversial en las últimas décadas, se han planteado básicamente dos grupos de modelos diferentes: Los modelos “del Pacífico” que proponen un origen de la corteza oceánica caribe en el Mesozoico Tardío en la región del Pacífico y una deriva a su posición actual en medio de las dos américas (Pindell et al.,1988;); y otro modelo alternativo el cual propone la formación de la corteza caribe al oeste de su posición actual pero en medio de las dos américas

(Meschede y Frisch, 1998). La tasa de desplazamiento de la placa Caribe con respecto a la placa Suramericana es de aproximadamente 20mm/año (Pérez et al., 2001).

4.4.3.2. Marco geológico y tectónico del Departamento de Santander El Departamento de Santander se encuentra conformado por los Terrenos de Santander, Floresta y el Supraterreno Cretácico en el sentido de Etayo et al. (1983). Sin embargo, el uso de estos términos ha dado lugar una serie de confusiones en la aplicación e interpretación de los mismos, por tal razón Royero y Clavijo han optado por subdividir el Departamento de Santander en tres provincias: el Macizo de Santander, la Cordillera Oriental y el Valle Medio del Magdalena (Ilustración 9).

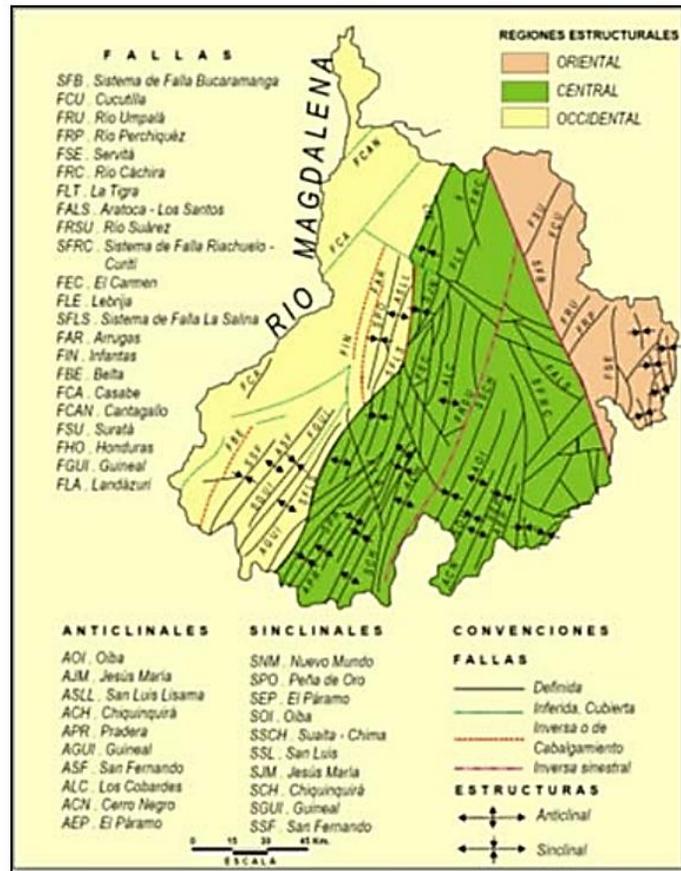
La Provincia del Macizo de Santander se encuentra al oriente de la Falla de Bucaramanga y esta subdividida en los bloques Floresta, Cucutilla, Pamplona y Ocaña. En términos generales, estos bloques incluyen fallas inversas y sistemas de fallamiento en pequeños bloques y la presencia de anticlinales y sinclinales con direcciones que van desde el SE-NW hasta SW-NE. Esta provincia está constituida principalmente por rocas metamórficas precámbricas y paleozoicas; rocas ígneas paleozoicas y mesozoicas y, rocas sedimentarias paleozoicas, mesozoicas y cenozoicas (Royero y Clavijo, 2001). La Provincia de la Cordillera Oriental se encuentra entre la Falla de Bucaramanga y la Falla La Salina. Se caracteriza por pliegues anticlinales y sinclinales amplios limitados por fallas inversas de direcciones NE a NW. Esta provincia se caracteriza por la presencia de rocas sedimentarias jurásicas y cretácicas (Royero y Clavijo, 2001). La Provincia del Valle Medio del Magdalena se encuentra al occidente del departamento y está caracterizada tectónicamente por un estilo estructural de plegamiento con anticlinales y sinclinales amplios y suaves. Las rocas presentes en esta provincia son sedimentarias mesozoicas y cenozoicas (Royero y Clavijo, 2001).

Ilustración 10. Esquema tectónico Dpto. de Santander



Fuente: Royero y Clavijo, 2001

Ilustración 11. Esquema Estructural Dpto. de Santander



Fuente: Royero y Clavijo, 2001

En la Ilustración 11 se muestran las principales estructuras que se encuentran en el Departamento de Santander, y posteriormente se encuentra una breve descripción de las estructuras que tienen mayor interés en el presente estudio.

Falla de Bucaramanga

Corresponde al segmento meridional de la estructura considerada anteriormente como la Falla Bucaramanga-Santa Marta en el sentido de París et al. (2000). Esta falla corresponde a una falla de rumbo con movimiento sinistral y dirección NNW. La cual muestra un desarrollo geomorfológico bastante evidente que incluye lomos

de presión, lomos de obturación, silletas de falla, cauces desviados, lagos de falla entre otros (Royero y Clavijo 2001, Ward y Goldsmith, 1971).

Una característica destacable de esta falla es el desplazamiento sinistral del Río Suratá de 2.5 km el cual se ha considerado como el afluente que aporció los sedimentos al Abanico Aluvial de Bucaramanga (Diederix et al., 2008) (Figura 19), según Jiménez et al. (2014) en base a investigaciones de paleomagnetismo del abanico, la Falla de Bucaramanga tiene una tasa de desplazamiento de 3mm/año como máximo.

Sistema de Fallas del Suarez

Dentro de este sistema de fallas se incluyen las Fallas del Suarez, del Río de Oro y la Falla de Chimitá-Café Madrid (INGEMINAS, 2009). Se extiende por una longitud de 120 km desde Barbosa hasta la Falla de Bucaramanga al norte; su trazo tiene una dirección N20°E y una inclinación hacia el occidente (Royero y Clavijo, 2001).

Nido sísmico de Bucaramanga

Corresponde a una zona sísmica de intermedia profundidad, aproximadamente 160 kilómetros de profundidad, ubicada en el Departamento de Santander a 6.8° N y 73.1°W. Este sector tiene una alta tasa de actividad sísmica con relación a su volumen y a la relativa tranquilidad sísmica del área circundante. Esta generación de sismos en el Departamento de Santander se ha tratado de explicar con diversas teorías sin embargo ninguna ha sido capaz de explicar totalmente la naturaleza de dicho nido, por lo que en términos generales se ha explicado por la compleja interacción de las placas de Nazca, Caribe y Suramérica (Cortes et al., 2005; Taboada et al., 2000; Zafiri et al., 2007). Para el área de estudio los fallamientos y lineamientos regionales han sido participes de la formación y

estructuración del sitio a través del tiempo geológico, como también en la actualidad (Ubicación cercana al llamado Nido Sísmico de Bucaramanga y de la Falla Bucaramanga – Santa Marta). Esto se evidencia en los afloramientos en donde se presentan fallamientos.

4.5 GEOMORFOLOGÍA

4.5.1 Morfogenética Huggett en el 2007 Define a la Geomorfología como el estudio de las características físicas de la superficie terrestre, sus formas de relieve como ríos, colinas, llanuras, playas, dunas de arena, Terrazas y otras innumerables algunos autores también incluyen las geo formas de origen submarino, anteriormente otros autores como Bloom en el 2004, habían propuesto una definición de esta como el estudio científico a través del análisis, descripción sistemática y entendimiento de las formas de la superficie terrestre y los procesos que las forman. Estas geo formas se encuentran asociadas de forma directa a factores como la climatología, la hidrografía, geología, pedología, entre otros.

Para la Realización de este trabajo se utilizó la metodología y nomenclatura de INGEOMINAS, 2007, las cuales se basan en los principales orígenes geomorfológicos según el Sistema ITC de Holanda (Verstappen & Van Zuidam, 1975; Verstappen, 1983; Van Zuidam, 1986)

En la Tabla 2 se muestra la clasificación de unidades geomorfológicas según su origen.

Tabla 2. Clasificación Unidades geomorfológicas

ORIGEN PRINCIPAL	DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
FLUVIAL	Erosión fluvial y sedimentación	Geoformas de acumulación y complejas planicies aluviales, transicionales

ORIGEN PRINCIPAL	DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
		y erosiónales
LACUSTRE	Erosión lagunal y sedimentación	Geoformas producto de niveles de agua alta (terrazas) y/o fondos de lagos
MARINO	Erosión marina y sedimentación	Geoformas de ambientes de alta energía (grano grueso) y baja energía (grano fino)
VOLCÁNICO	Actividad volcánica	Geoformas de conos, cráteres, escarpes volcánicos, flujos de lava y labradas en materiales piroclásticos.
DENUDACIONAL	Meteorización, desgaste de masa, erosión lineal	Geoformas asociadas a desgastes, efectos litológicos no mayores. Geoformas influenciadas por la litología y erosión fluvial lineal y asociadas a procesos denudativos específicos
ESTRUCTURAL	Fallamiento	Geoformas asociadas con las capas de rocas estratificadas o estructuralmente controladas, relacionadas con plegamientos, fallamiento y levantamientos
ESTRUCTURAL	-	Geoformas que involucran tanto

ORIGEN PRINCIPAL	DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
DENUDACIONAL		procesos denudacionales como estructurales
KARSTICO	Solución y redepositación	Geoformas positivas (colinas) negativas (depresiones) y estructurales
EÓLICO	Erosión por el viento y sedimentación	Geoformas de acumulación (activas y no activas) y de deflación
GLACIAL	Erosión y sedimentación	Geoformas erosionales dominantes de glaciación continentales, de montañas y de acumulación (morrenas, hielo y lomos)
ANTROPOGÉNICO		Formas de relieve producidas por modificaciones causadas por la intervención del hombre.

Fuente: INGEOMINAS, 2007

Las geo formas que se observaron en el área de desarrollo de este trabajo, se describen a continuación.

4.5.2 Geoformas de Origen Denudacional Son Geoformas las cuales se encuentran asociadas directamente con factores externos como el agua y el viento, lo que conlleva a un proceso erosivo y de posterior depositación por medio de agua de lluvia, escorrentía y ríos. En el área que pertenece al Aeropuerto

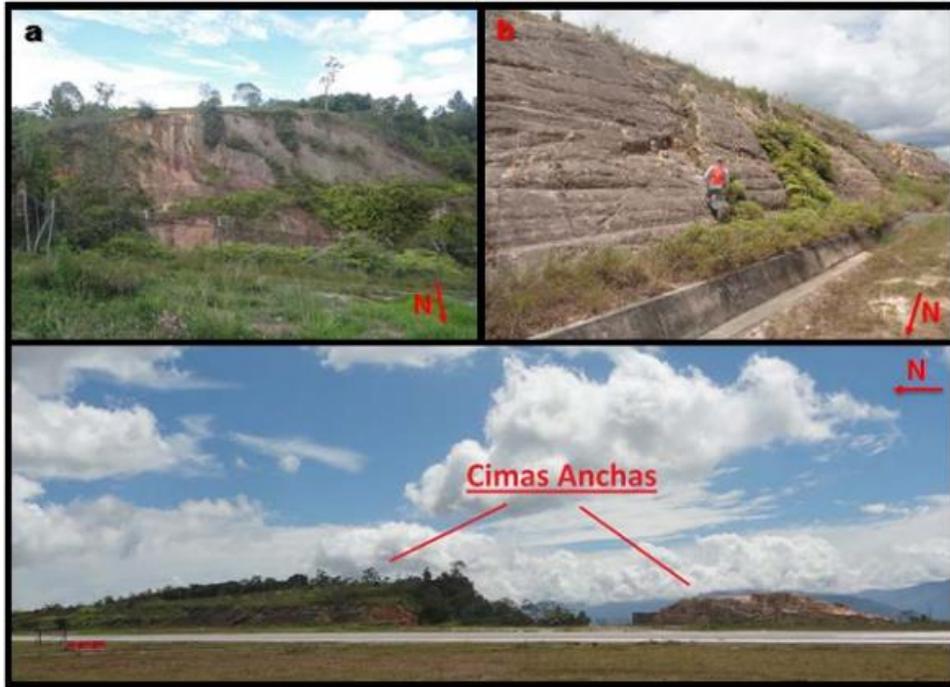
Internacional Palonegro, que es la zona de interés de este trabajo, se reconocieron las siguientes geo formas.

Cimas Anchas (D1)

Estas geoformas corresponden a Cúspides de colinas con formas semiredondeadas, a partir de las cuales divergen laderas en todas las direcciones. Este tipo de geoformas se presentan achatadas y por lo general semiplanas (INGEOMINAS, 2007).

En la zona de estudio se observaron pequeños relictos de las grandes cimas que se encontraban allí previamente a la construcción del aeropuerto, y que tienen como característica geomorfológica que hacia la ladera este se presenta una fuerte pendiente de hasta 80°, todas estas cimas han sido intervenidos antrópica mente, con la realización de obras de ingeniería, cortes verticales de laderas y en algunos sectores se encuentran obras de bioingeniería para la estabilización de dichos taludes.

Ilustración 12. Geoformas de cimas anchas – Costado Sur Este de la pista



Fuente: Consorcio Desarrollo Aeroportuario, 2014

Ilustración 13. Cima explanada



Fuente: Consorcio Desarrollo Aeroportuario, 2014

Laderas subhorizontales (D6)

Superficie natural suavemente inclinada del terreno con pendientes menores a 10° , ligeramente disectada, donde se desarrollan suelos residuales, (INGEOMINAS, 2007), se encuentran hacia el costado Noroeste de la Pista.

Laderas moderadas (D11)

Esta geoforma corresponde a una superficie natural del terreno producida por procesos denudacionales, se caracteriza por presentarse en forma de laderas onduladas con inclinaciones entre $10-40^\circ$, estas zonas por lo general presentan buena cobertura vegetal, (INGEOMINAS, 2007). En la zona de estudio se presentan especialmente hacia el costado Oeste de la Pista sobre las pequeñas laderas que bordean la pista, por ejemplo la ladera sobre la que se encuentra la manga-veleta. En algunos casos la pendiente es moderada alta de aproximadamente 50° de inclinación, se observa este tipo de pendientes en los taludes que se presentan hacia el costado Oeste de la pista, principalmente hacia el Sur-Este, en donde se observa de forma muy evidente esta geoforma.

Escarpe de corona principal de Movimiento en Masa (D14)

Superficie casi vertical que se desarrolla en la periferia de un deslizamiento, causada por el desplazamiento de material hacia afuera y abajo de la ladera. Sobre ella suelen presentarse algunas grietas paralelas o semi-paralelas conocidas como grietas de tensión o de tracción (INGEOMINAS 2007). Se observa especialmente en los deslizamientos ubicados en el costado Sur-Este de la pista.

Cuerpo o depósito de movimiento en masa (D15)

Es la masa de suelo o roca, o mezcla de ambas resultante del movimiento ladera abajo, es decir es el lugar donde se han depositado el material transportado. Por

lo general se presenta en pendientes moderadas a bajas, (INGEOMINAS, 2007). Estos se encuentran en el costado Sur-oeste y hacia la ladera que se encuentra en la cabecera Sur de la pista de aterrizaje el cual se encuentra sobre impuesto por suelo de relleno antrópico, también se observan algunos sobre la vía que bordea el aeropuerto por el Oeste.

Flujos de detritos y lodo (D16)

Son movimientos rápidos de detritos. En su parte superior (corona) se producen superficies de desgarre o pequeños escarpes irregulares o semicirculares. Por lo general el material desprendido no se acumula y casi todo es arrastrado, depositado o lavado por las corrientes, (INGEOMINAS, 2007). En la zona de estudio se presenta esta geoforma en los deslizamientos observados sobre la vía contigua al aeropuerto que bordea la cerca al Oeste de la pista.

Tierras malas (D19)

Terrenos afectados por erosión hídrica severa que desarrollan cárcavas profundas, hondonadas estrechamente espaciadas y estoraques, con cobertura vegetal prácticamente ausente, (INGEOMINAS, 2007). Se presenta en el talud que queda contiguo a la zona de hangares, en donde se observa estratos arcillosos de la Fm Girón que se encuentran expuestos y con una fuerte erosión laminar.

Laderas erosionadas (D20)

Superficie inclinada de terreno, con pendientes mayores a 10° de inclinación, en la cual los procesos de erosión son visibles a simple vista (erosión laminar y en surcos), (INGEOMINAS, 2007). Esta geoforma se observa en los taludes que se encuentran hacia las cabeceras Sur y Norte de la pista.

4.5.3 Geoformas de Origen Antropogénico Formas del relieve producidas por modificaciones causadas por la intervención del hombre. En el área de estudio se destacan las siguientes:

Cimas explanadas (A1)

Superficies resultantes de explanaciones realizadas mecánicamente sobre lomos o colinas con fines urbanísticos o de infraestructura, (INGEOMINAS, 2007). En la zona de estudio se observa esta geoforma sobre la cual se encuentra construido hoy en día el Aeropuerto Internacional Palonegro.

Laderas terraceadas (A2)

Superficie del terreno con pendientes entre 10° y 65° de inclinación, intervenidas por la acción del hombre, mediante cortes sucesivos en formas de terrazas con fines ingenieriles (estabilización de laderas, urbanismo, etc.), se observan en la zona de estudio hacia los taludes que se encuentran en la cabecera sur de la pista, sobre las laderas erosionadas (D20). Ver ilustración 14.

Ilustración 14. Geoformas laderas terraceadas – cabecera norte de la Pista de aterrizaje



Fuente: Consorcio Desarrollo Aeroportuario, 2014

Obras de ingeniería (A7)

Corresponden a obras de ingeniería civil para mitigar y prevenir movimientos en masa, (INGEOMINAS, 2007). En varios sectores de la zona estudiada, sobre todo en los taludes que bordean la pista, se observan diferentes tipos de obras de ingeniería como la construcción de canaletas que bordean la pista, muros de contención, carreteras y obras de bioingeniería como lo observado en algunos taludes dentro de la zona los cuales han sido recubiertos con vegetación para evitar o mitigar el efecto de la erosión

Corte vertical de laderas (D6)

Taludes que han sido cortados en forma vertical, especialmente para el paso de vías de comunicación u otro tipo de infraestructura como estaciones de combustible, entre otras, (INGEOMINAS, 2007). Se observa en los taludes que se encuentran sobre la vía que comunica hacia el aeropuerto.

Lago Artificial (A11)

Son áreas en las cuales se encuentran cuerpos de agua confinados y corresponden a las zonas más bajas de la topografía, (INGEOMINAS, 2007), en el área de estudio se observan 2 Lagos (ver Ilustración 15) que son reservorios artificiales creados de forma accidental por la acumulación de las aguas lluvias durante la construcción del terminal aéreo. Estos lagos se encuentran separados por la zona en donde se encuentra construido el Aeropuerto (Zona de embarque, parqueaderos, y movimiento de pasajeros).

Ilustración 15. Geoformas de Lagos que se encuentran en la zona



5. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

Para la planeación de las investigaciones geotécnicas se utilizaron criterios generales de geotecnia.

Se tomaron muestras alteradas del talud para la realización de los ensayos de laboratorio y para el análisis de estabilidad.

5.1 SONDEOS GEOTÉCNICOS

Los sondeos son realizados para identificar y caracterizar las formaciones más débiles que pueden afectar el movimiento, Identificar las formaciones más resistentes que pueden limitar la extensión de la zona de falla, localizar niveles de agua subterránea, presiones y características del agua, identificar la distribución sub superficial de materiales y cuantificar las propiedades físicas de los materiales (humedad, gradación, plasticidad, resistencia al corte y otras propiedades) para emplearlos posteriormente en el análisis de estabilidad.

En el presente proyecto se realizaron sondeos continuos a percusión en tramos de 50 centímetros de longitud realizando ensayos de penetración estándar SPT en cada uno de los tramos de acuerdo a lo estipulado en la Norma ASTM D 1586 e I.N.V. E. 111 – 07 y utilizando equipo manual con polea y pesa sobre una guía tubular.

La exploración geotécnica consistió en la ejecución de dos (2) sondeos a diferentes profundidades tal como se muestra en la Tabla 3, ejecución de tres (3) apiques y una (1) tomografía eléctrica.

En el área en estudio se encontraron suelos orgánicos con presencia de raíces, de consistencia medio firme, compuestos por limos arenosos hasta profundidades que se encuentran entre 0.5 y 1.0 metro de profundidad; a continuación se encuentra un relleno de consistencia medio firme, compuesto por limo arenoso y arenas limosas, de color rosado a profundidades que se encuentran entre 2.0 y 5.5 metros de profundidad, seguido de suelos limo arenosos y arenas limosas de consistencia dura de color marrón claro y rosado hasta profundidades que se encuentran entre 10.0 y 15.5 metros de profundidad.

Al profundizar se encuentra roca muy meteorizada de color gris claro y amarillo rojizo, que supera los 20 metros de profundidad.

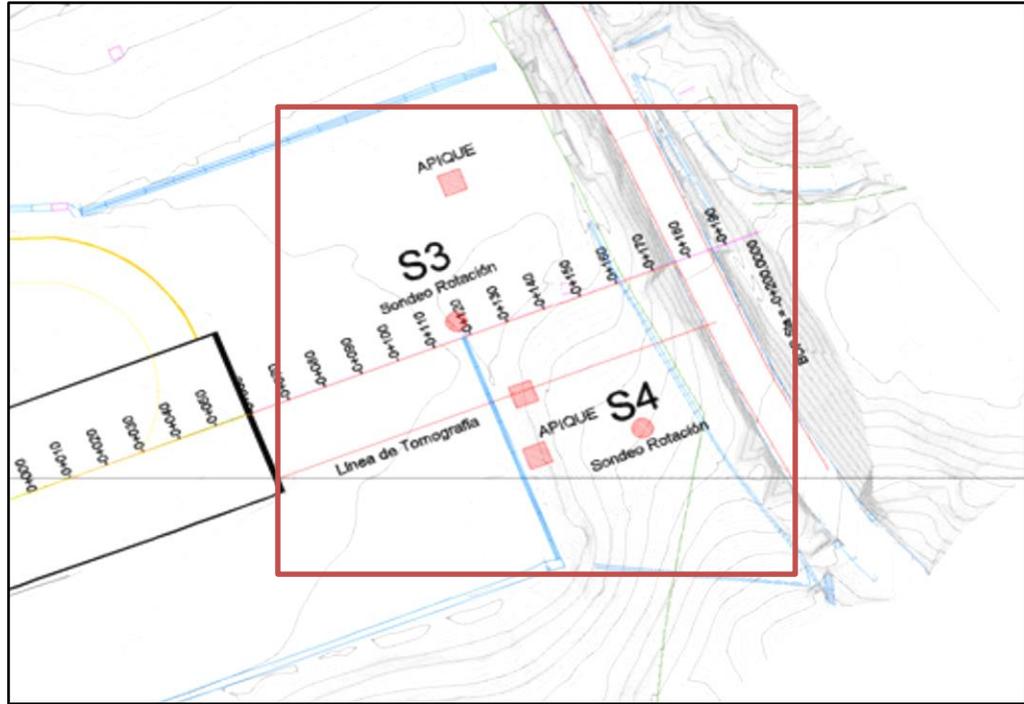
En la Tabla 3 y en la Ilustración 16, se muestran la localización de los sondeos y las características de los mismos.

Tabla 3. Localización y características de los sondeos

SONDEO No.	TIPO	COORDENADA NORTE	COORDENADA ESTE	LOCALIZACIÓN	PROFUNDIDAD (m)
3	Rotación	1278806.95	1099043.75	Cabecera 35	20.0
4	Rotación	1278759.31	1099013.97	Cabecera 35	20.0

Fuente: Geotecnología

Ilustración 16. Localización de la exploración Geotécnica



Fuente: (Consortio Desarrollo Aeroportuario, 2014)

A continuación se muestran en las ilustraciones 17 y 18 los sondeos realizados en la zona de estudio.

Ilustración 17. Sondeo 3



Fuente: Geotecnología

Ilustración 18. Sondeo 4



Fuente: Geotecnología

En la tabla 4, se encuentran los cuadros resúmenes de los ensayos de SPT, realizados.

Tabla 4. Resumen Ensayos SPT

PROFUNDIDAD (m)	No. DE SONDEO	
	3	4
	Numero de Golpes N (golpes/pie)	
0.00 – 0.50	7	11
0.50 – 1.00	8	5
1.00 – 1.50	11	8
1.50 – 2.00	13	8
2.00 – 2.50	14	18
2.50 – 3.00	30	31
3.00 – 3.50	7	40
3.50 – 4.00	6	101
4.00 – 4.50	9	RT
4.50 – 5.00	13	RT
5.00 – 5.50	11	RT
5.50 – 6.00	17	RT
6.00 – 6.50	14	51
6.50 – 7.00	17	85
7.00 – 7.50	20	RT
7.50 – 8.00	20	RT
8.00 – 8.50	13	RT
8.50 – 9.00	20	RT
9.00 – 9.50	15	96
9.50 – 10.00	28	RT
10.00 – 10.50	42	RT
10.50 – 11.00	63	RT
11.00 – 11.50	RT	RT
11.50 – 12.00	RT	RT
12.00 - 12.50	RT	RT
12.50 – 13.00	92	RT
13.00 – 13.50	RT	RT

PROFUNDIDAD (m)	No. DE SONDEO	
	3	4
	Numero de Golpes N (golpes/pie)	
13.50 – 14.00	RT	RT
14.00 – 14.50	RT	RT
14.50 – 15.00	RT	RT
15.00 – 15.50	RT	RT
15.50 – 16.00	RT	RT
16.00 – 16.50	RT	RT
16.50 – 17.00	RT	RT
17.00 – 17.50	RT	RT
17.50 – 18.00	RT	RT
18.00 – 18.50	RT	RT
18.50 – 19.00	RT	RT
19.00 – 19.50	RT	RT
19.50 – 20.00	RT	RT

Fuente: Geotecnología S.A.S.

El nivel freático no apareció en los sondeos realizados.

5.2 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras alteradas e inalteradas tomadas de los ensayos de exploración, fueron identificadas y enviadas al laboratorio para los respectivos ensayos de laboratorio, a fin de determinar las propiedades y características geo mecánicas de los suelos encontrados.

Tabla 5. Resumen de Ensayos de Laboratorio

SONDEO	PROF. (m)	W (%)	% FINOS	L.L.	L.P.	I.P	CLASIFICACIÓN SUCS
3	3.0	13.83	18.46				SM
3	6.0	12.70	42.91	36.1	20.9	15.2	SC
3	8.0	13.03	41.03				SC
3	10.0	15.36	47.05	27.2	18.1	9.1	SC
3	18.5	21.53	84.49				ML
3	4.0	9.75	41.45				SM
3	6.0	16.23	42.93				SM
4	7.0	15.18	44.55	26.8	17.3	9.5	SC
4	9.5	15.84	34.21				SM
4	13.5	20.14	99.09	26.0	17.1	8.9	CL

Fuente: Geotecnología

Tabla 6. Resultados de Corte Directo

SONDEO	PROF. (m)	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	COHESIÓN (KN/m ²)
3	4.0	32.40	21.60
4	6.0	34.20	23.70

Fuente: Geotecnología

Tabla 7. Resultados de Peso Unitario

SONDEO	PROF. (m)	PESO UNITARIO SECO (g/cm ³)	PESO UNITARIO SECO (T/m ³)
3	5.0	1.56	1.56
4	6.0	1.59	1.59

Fuente: Geotecnología

Tabla 8. Resultados de Compresión Incofinada

SONDEO	PROF. (m)	RESISTENCIA A COMPRESION INCOFINADA q_u (N/mm²)	COHESION C_u (N/mm²)
3	5.0	0.053	0.026
4	3.0	0.039	0.019

Fuente: Geotecnología

5.3 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

- En los sondeos 3 y 4 aparece una capa superficial de suelo orgánico con presencia de raíces entre 0.5 a 1.0 metro, al profundizar se encuentra un relleno compuesto por limos arenosos y arenas limosas de consistencia medio firme hasta 5.5 metros de profundidad, a continuación se encuentra suelo residual compuesto por arenas arcillosas, limosas y limos arenosos, de consistencia dura hasta 10.0 y 15.5 metros de profundidad, seguido de roca meteorizada de color marrón rojizo y gris hasta 20.0 metros de profundidad explorada.
- Los suelos clasificaron como arenas arcillosas, arenas limosas y limos, de colores rosado, gris claro, marrón rojizo y gris.
- El nivel freático no apareció en los sondeos.
- Se encontró suelo competente con N mayores a 30, en el sondeo 3 hasta 10.0 metros y en el sondeo 4 hasta 2.5 metros de profundidad.

5.4 TOMOGRAFÍA GEOLÉCTRICA

Para realizar el ensayo se utilizó un equipo Terrameter LS de ABEM con pantalla LCD de 8.4", 2 puertos KPT de 32 pines para 2D, GPS incorporado y 81 electrodos, de propiedad de Geotecnología S.A.S. Adicionalmente para la interpretación de los resultados se utilizó el Software RES2DINV.

En este ensayo se mide la resistividad eléctrica R de los materiales del suelo, con los cuales se relacionan los diferentes estratos de suelos encontrados. El concepto técnico que se utiliza para la interpretación del ensayo se relaciona con el hecho que cada material de suelo o roca posee una resistividad característica, dependiendo de su composición mineralógica, estructura, estado de meteorización y humedad. Estas resistividades para cada material se muestran en la ilustración 18. (ABEM Instrument AB, 2016)

La tomografía es una técnica empleada para obtener una sección de un sólido. El término se deriva de la palabra griega "τομος" que significa "sección" o "rebanada".

El uso de la palabra tomografía en la literatura geofísica es relativamente reciente. Probablemente la aplicación más conocida de la tomografía sea en medicina, donde la técnica del scanner tomográfico computarizado (TAC), se aplica habitualmente para obtener imágenes en sección del cuerpo humano. (Ramirez Giraldo, 2008).

El propósito de la tomografía geo-eléctrica es determinar la distribución de la resistividad eléctrica de la superficie del terreno haciendo mediciones de la resistividad en el mismo y en esa forma retro calcular la resistividad real.

Ilustración 20. Arreglo lineal

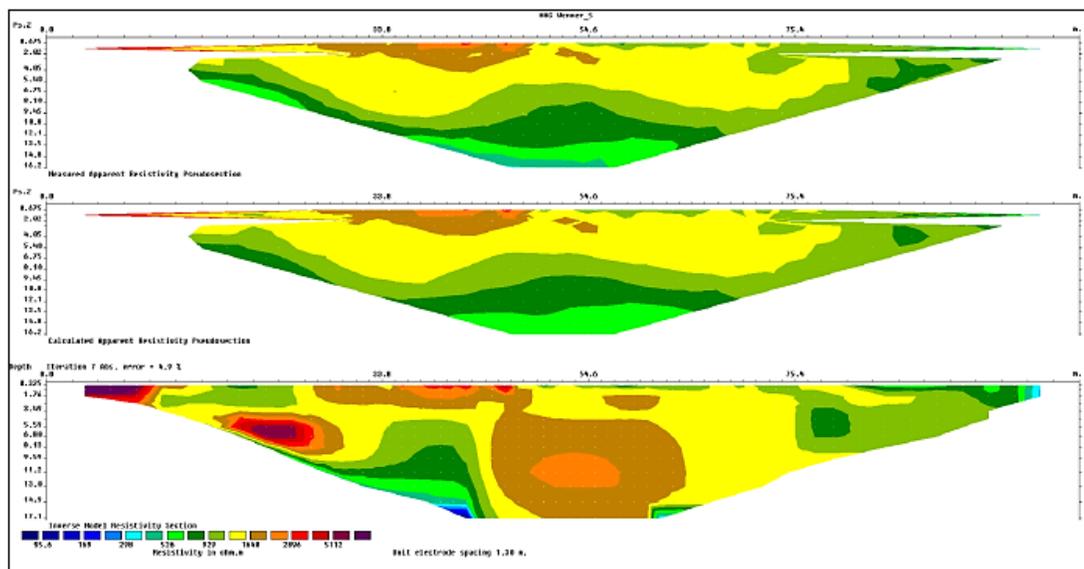


Fuente: Geotecnología

Como resultado del procesamiento se obtuvieron 3 pseudo secciones de la tomografía geo eléctrica:

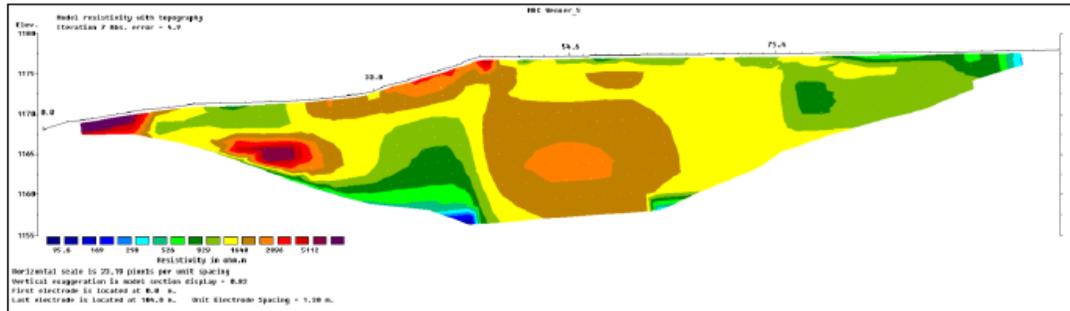
- La primera muestra los datos de resistividad aparente medida en el terreno. Ver Ilustración 21.
- La segunda la resistividad calculada y ajustada a los datos de campo.
- La tercera la resistividad del terreno obtenida a partir de las dos secciones anteriores calculada con el algoritmo del modelo inverso por mínimos cuadrados. Ver Ilustración 22.

Ilustración 21. Resistividad aparente



Fuente: Geotecnología

Ilustración 22. Resistividad del terreno real



Fuente: Geotecnología

El resultado de la tomografía geo eléctrica realizada (Ver ilustración 23) se interpreta desde un punto de vista hidro-mecánico basándose en las características geológicas, geomorfológicas, hidrogeológicas y geotécnicas observadas en campo y en la información obtenida de las perforaciones realizadas en el área.

El modelo de resistividad real se encuentra ajustado a las características topográficas de la zona de interés. La tomografía muestra la distribución geométrica de material en diferente grado de meteorización, humedad y consolidación de la zona más superficial de la Girón.

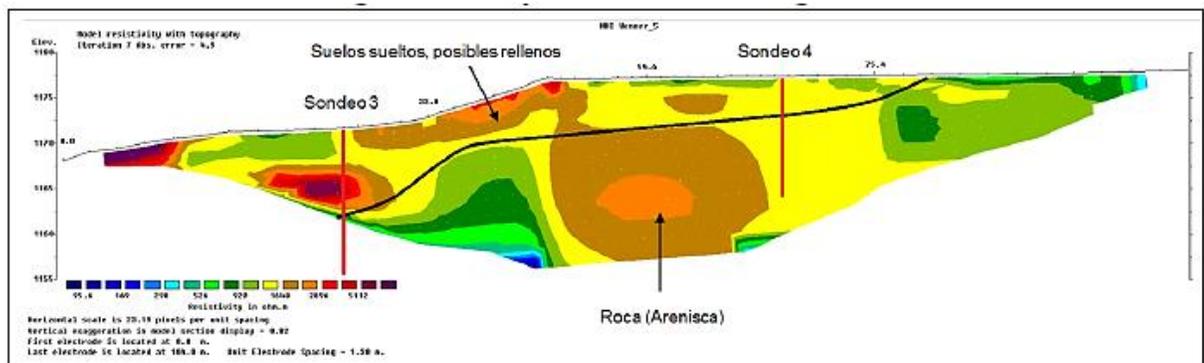
De forma general se encuentran elementos con características resistivas por lo cual los valores de resistividad en el terreno son altos.

En la tomografía se observan los siguientes elementos geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos:

- Los materiales propios de la zona son continuos, de valores de resistividad altos y cercanos entre sí.
- No hay evidencias de concentración de humedad en la zona, el perfil de suelo se considera bien drenado y no se aprecia la presencia de niveles freáticos.
- Los valores de resistividad en la zona son altos.

- En la parte alta del trazado de la línea de tomografía, en la zona cercana a la pista se evidencia una capa de suelo suelto de aproximadamente 4.0 metros de espesor.
- En la parte baja del trazado de la línea de tomografía, en la zona cercana a la vía se evidencia una capa de suelo suelto de aproximadamente 10 metros de espesor.
- Por debajo de la capa de suelo suelto se encuentran materiales con resistividades superiores a los 1700 Ohm-m, por lo cual se asume que se trata de roca.

Ilustración 23. Interpretación Tomografía



Fuente: Geotecnología

5.5 CAPACIDAD PORTANTE DE LA CIMENTACIÓN

Para validar el dimensionamiento y la capacidad portante de las cimentaciones, se realizó un análisis para cada una de las cimentaciones de la estructura.

El análisis se realizó considerando la ecuación de capacidad última de Terzaghi (1943), Meyerhof (1963) Hansen (1970) y Vesic (1975), donde los dos últimos establecen que:

$$q_{ult} = c \cdot N_c S_c d_c i_c g_c b_c + q \cdot N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma r_\gamma$$

En esta ecuación se tienen en cuenta los factores de corrección por profundidad, inclinación del terreno, base, carga y por forma de la cimentación.

Considerando que en todos los casos la cimentación se fundará sobre el estrato de suelo residual duro se validan los datos para las zarpas de los muros, así:

Tabla 9. Parámetros Capacidad Portante

Capacidad Portante en Suelo

Referencia bibliográfica Joseph E. Bowles 1997

Nivel de Cimentación

Dimensionamiento Fundación

B =	7.8 m
L =	30 m
Df =	1.5 m
D/B =	0.19 m
B/L =	0.26 -
Area =	234 m ²
Forma	Corrida

Residual Suelto

c =	21.6	kN/m ²
φ =	32.4	°
γ =	15.60	kN/m ³
FS =	3	-
q =	23.4	kN/m ²

Condicionales

Se tiene en cuenta q ?	Si
------------------------	----

Etiquetas

- Datos de Entrada
- Resultados Parciales
- Resultado Total

Factores de Empuje

Kp =	3.31	-
------	------	---

Terzaghi (1943)

$$q_{ult} = c \cdot N_c S_c + q \cdot N_q + 0.5 \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma S_\gamma$$

φ	N _c	N _q	N _γ	K _{py}
0	5.7	1.0	0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	-
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141
45	172.3	173.3	297.5	298
48	258.3	287.9	780.1	-
50	347.5	415.1	1153.2	800

Tabla 4.2, Joseph E. Bowles.

Terminos de Sobrecarga

N _q	28.517	-
----------------	--------	---

Terminos de Fricción

K _{py}	61.04	-
-----------------	-------	---

N _γ	26.9	-
----------------	------	---

S _γ	1.00	-
----------------	------	---

Terminos de Cohesion

N _c	43.4	-
----------------	------	---

S _c	1.00	-
----------------	------	---

Esfuerzo Último

q _{ult}	3.24 MPa
------------------	----------

Esfuerzo Admisible

q _{adm}	1.08 MPa
------------------	----------

q _{adm}	1079.2 kPa
------------------	------------

Meyerhof (1963)

$$q_{ult} = c \cdot N_c S_c d_c + q \cdot N_q S_q d_q + 0.5 \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

Factores de Corrección

Profundidad			Forma		
$d_q =$	1.03	-	S_q	1.09	-
$d_\gamma =$	1.03	-	S_γ	1.09	-
$d_c =$	1.07	-	S_c	1.2	-

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	2.14	1.0	0	0.195	0
5	6.49	1.6	0.1	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.1	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	0.514	0.311
26	22.25	11.8	8.0	0.533	0.308
28	25.79	14.7	11.2	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.7	0.610	0.289
32	35.47	23.2	22.0	0.653	0.276
34	42.14	29.4	31.1	0.698	0.262
36	50.55	37.7	44.4	0.746	0.247
38	61.31	48.9	64.0	0.797	0.231
40	75.25	64.1	93.6	0.852	0.214
45	133.73	134.7	262.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	871.7	1.195	0.131

Terminos de Sobrecarga

N_q 24.3 -

Terminos de Fricción

N_γ 23.6 -

Terminos de Cohesion

N_c 36.7 -

Esfuerzo Último

q_{ult} 3.25 MPa

Esfuerzo Admisible

q_{adm} 1.08 MPa

q_{adm} 1082.2 kPa

Tabla 4.4, Joseph E. Bowles.

Hansen (1970)

$$q_{ult} = c \cdot N_c S_c d_c i_c g_c b_c + q \cdot N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \gamma$$

Factores de Corrección

Referencia Gráfica

Profundidad		
Ver ecuaciones de referencia...		
Condicional	D/B < 1	
$d_q =$	1.05	-
$d_v =$	1.00	-
$d_c =$	1.08	-

Inclinación		
$H_i =$	0	kN
$V =$	0	kN
$\alpha_1 =$	4	-
$Ca =$	12.96	kN/m ²

Inclinación de la Carga		
Ver ecuaciones de referencia...		
i_q	1	-
i_v	1	-
i_c	1	-

Inclinación Terreno		
Ver ecuaciones de referencia...		
$\beta =$	0	°
g_q	1	-
g_v	1	-
g_c	1	-

Inclinación de la Base		
Ver ecuaciones de referencia...		
$\eta =$	0	°
b_q	1	-
b_v	1	-
b_c	1	-

Forma		
Ver ecuaciones de referencia...		
S_q	1.17	-
S_v	0.90	-
S_c	1.00	-

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	2.14	1.0	0	0.195	0
5	6.49	1.6	0.1	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	1.195	0.131

Terminos de Sobrecarga		
N_q, N_ϕ	24.3	-
Terminos de Fricción		
N_v	22.2	-
r_v	1	-
Terminos de Cohesion		
N_c	36.7	-

Esfuerzo Último	
q_{ult}	2.8 MPa
Esfuerzo Admisible	
q_{adm}	0.92 MPa
q_{adm}	920 KPa

Tabla 4.4, Joseph E. Bowles.

Vesic (1975)

$$q_{ult} = c \cdot N_c S_c d_c i_c g_c b_c + q \cdot N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma r_\gamma$$

Factores de Corrección

Profundidad			Forma		
$d_q =$	1.03	-	S_q	1.09	-
$d_v =$	1.03	-	S_γ	1.09	-
$d_c =$	1.07	-	S_c	1.2	-

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	2.14	1.0	0	0.195	0
5	6.49	1.6	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	761.3	1.195	0.131

Terminos de Sobrecarga

N_q	24.3	-
-------	------	---

Terminos de Fricción

N_γ	32.1	-
------------	------	---

Terminos de Cohesion

N_c	36.7	-
-------	------	---

Esfuerzo Último

q_{ult}	3.2 MPa
-----------	---------

Esfuerzo Admisible

q_{adm}	1.07 MPa
-----------	----------

q_{adm}	1072.4 kPa
-----------	------------

Tabla 4.4, Joseph E. Bowles.

Ilustración 24. Comparativo Capacidad Portante

Capacidad Portante en Suelo Resumen del Análisis

Método	q_{ult}	q_{adm}
Terzaghi (1943)	3.24 MPa	1.08 MPa 1079.18 kPa
Meyerhof (1963)	3.25 MPa	1.08 MPa 1082.18 kPa
Hansen (1970)	2.76 MPa	0.92 MPa 919.95 kPa
Vesic (1975)	3.22 MPa	1.07 MPa 1072.39 kPa
Promedio		1038.43 kPa
Mínimo		919.95 kPa

Fuente: Propia

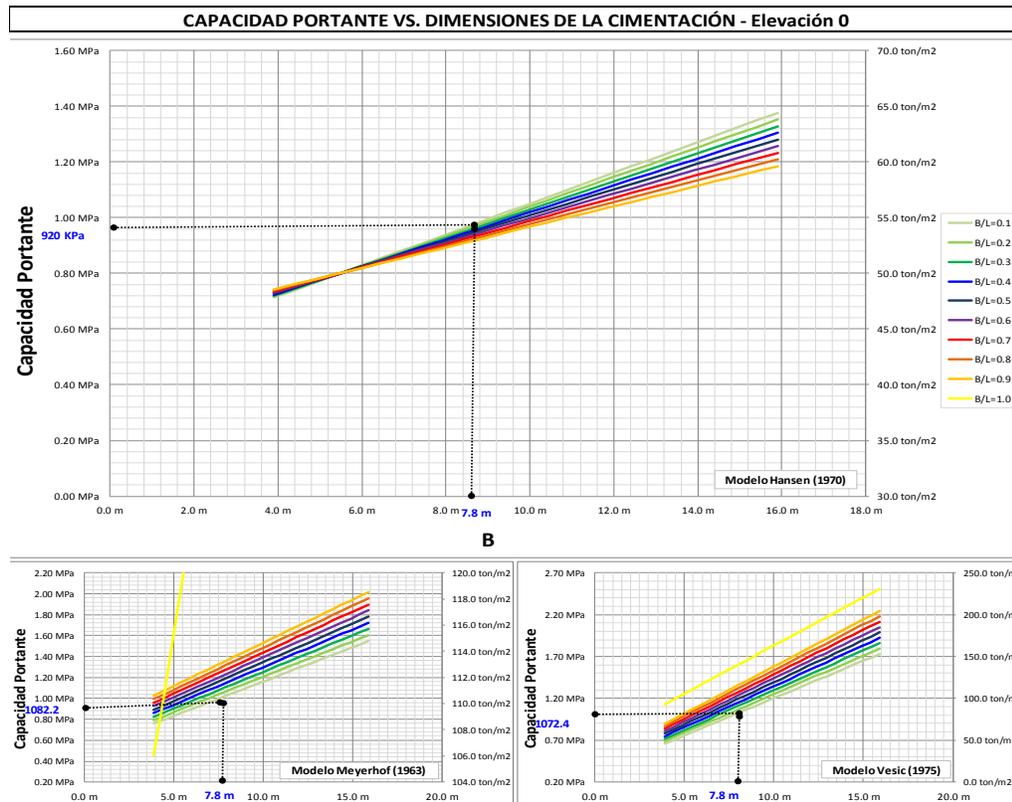
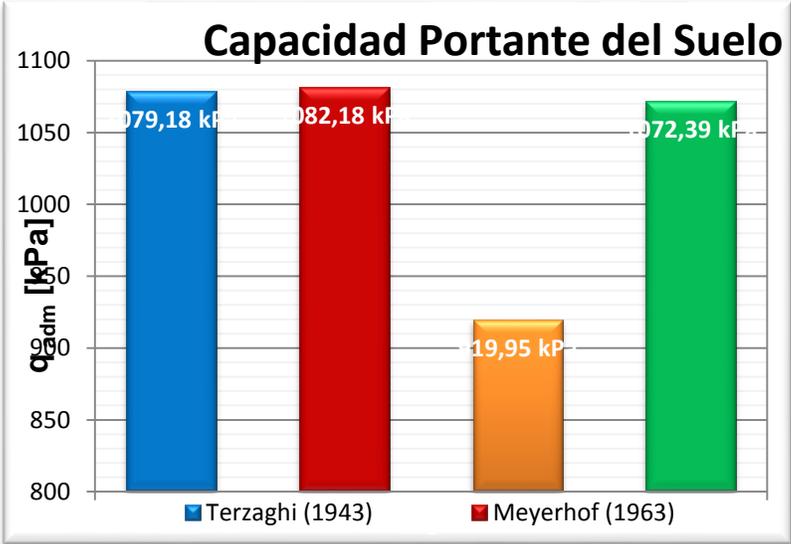


Ilustración 25. Resumen cálculos de capacidad de soporte



6. CÁLCULO DE FACTORES DE SEGURIDAD

Para el análisis del modelo geotécnico se utilizó el software para computador SLOPE/W de GEO-SLOPE International Ltd, Calgary Alberta, Canadá. SLOPE/W realiza el análisis por medio de la teoría de equilibrio límite para obtener los factores de seguridad al deslizamiento de los taludes.

6.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS

Aunque el programa permite trabajar con diferentes métodos de análisis, para objeto del presente estudio se trabajó conjuntamente con los siguientes cuatro métodos:

1. Método ordinario o de Fellenius
2. Método Bishop simplificado
3. Método de Janbú simplificado
4. Método de Spencer

Los resultados de los factores de seguridad se presentan para cada uno de los métodos indicados.

6.2 GEOMETRÍA Y ESTRATIGRAFÍA

El modelo geotécnico se trabajó con los tipos de material de suelos identificados en campo y con los sondeos realizados.

Las propiedades de los suelos fueron obtenidas en el laboratorio de igual manera, los espesores de los estratos fueron determinados a partir de los sondeos geotécnicos realizados.

6.3 PROPIEDADES DEL SUELO

Se utilizó el sistema de parámetros totales de resistencia, de acuerdo al sistema de Mohr-Coulomb obtenidos en los ensayos de Corte Directo Drenado, tal como se muestra en la Tabla 11.

Tabla 10. Parámetros Geomecánicos utilizados en el modelo

Nombre Material	Peso Unitario (KN/m ³)	Modelo	Cohesión (KN/m ²)	Ángulo de fricción (°)	Ru
Relleno	16	Mohr - Coulomb	19	28	0
Suelo cemento	18	Mohr - Coulomb	50	32	0
Residual Suelto	15	Mohr - Coulomb	20	25	0.1
Residual medio duro	15	Mohr - Coulomb	21	32	0.1
Residual duro	16	Mohr Coulomb	24	34	0.1
Concreto	24				0

Fuente: Geotecnología

6.4 SISMO DE DISEÑO

Generalmente el coeficiente sísmico pseudoestático corresponde a una aceleración horizontal y usualmente no se tienen en cuenta las aceleraciones

verticales, por tanto, el coeficiente sísmico se representa como una fuerza horizontal (TORRADO GÓMEZ, 2014).

6.4.1 Marcuson (1981) Es recomendable utilizar valores entre $1/3$ y $1/2$ de la aceleración máxima esperada (PGA). Valores de coeficiente k recomendados en el análisis pseudoestático (Abramson y otros, 2002).

COEFICIENTE SÍSMICO k	FUENTE
0.10	Cuerpo de Ingenieros, 1982. Sismo importante con FS > 1.0
0.15	Cuerpo de Ingenieros, 1982. Sismo de gran magnitud con FS > 1.0
0.15 A 0.25	Norma Japonesa con FS > 1.0
0.05 A 0.15	Estado de California
0.15	Seed, 1979. Con FS > 1.15 y 20% de reducción de resistencia
$1/3$ a $1/2$ de la aceleración pico superficial	Markuson y Franklin, 1984 FS > 1.0
$1/2$ de la aceleración pico superficial	Hynes, Griffin y Franklin, 1984. Con FS > 1.0 y 20% de reducción de resistencia

6.4.2 Towhata en el Geotechnical Earthquake Engineering, Springer Berlin, 2008 Recomendación obtener el coeficiente K de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$K = 1/3 * (PGA)^{1/3}$$

Donde PGA = $a_{m\acute{a}x}$

6.4.3 Criterio de Ingeominas De acuerdo al Estudio de zonificación de amenaza por movimientos en masa de laderas realizado por Ingeominas en el 2007.

Zona No.	Nombre	UGS	PGA (g)
1	Roca	Rd, Ri, Rb, Sr, Sft3, Sft4, Sfl3	0.30
2	Suelo Rígido	Sal, Sat, Sft2, Sfl1, Sfl2	0.40
3	Llenos	Sla	0.65
4	Depósitos Antiguos	Sfe1, Sco2	0.45
5	Depósitos Recientes	Sfe2, Sco1	0.50
6	Ronda de Río	Sft1, Sft5	0.35

El suelo del sitio para análisis sísmico, corresponde a un suelo de la zona 2 y el valor de PGA es de 0.4g

6.4.4 Criterio de NSR-10

Tabla H.5.2-1
Valores de K_{ST}/a_{max} Mínimos para Análisis Seudoestático de Taludes

Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

Fuente: NSR-10

Para el sector estudiado los parámetros utilizados, para determinar el coeficiente pseudoestático son:

Zona de amenaza sísmica: Alta

$$a_{m\acute{a}x} = 0.25g$$

Para el caso de SUELOS ROCOSOS y de acuerdo a la NSR-10

$$K_{st}/a_{m\acute{a}x} = 0.8$$

$$K_{st}/0.25 = 0.8$$

$$K_{st} = 0.25 * 0.8$$

$$K_{st} = 0.20 \text{ g}$$

Coeficiente Pseudoestático: 0.20 g

6.4.5 Criterio de Hynes – Griffin and Franklin El coeficiente sísmico de diseño se estimó como el 50% del valor de la aceleración máxima $a_{m\acute{a}x}$ (criterio de Hynes – Griffin and Franklin, 1984), que está dado por la aceleración máxima del espectro de diseño para período cero.

$$a_{m\acute{a}x}: \text{Aceleración del espectro para periodo cero} = A_a * F_a * I$$

$$a_{m\acute{a}x}: 0.25 * 1.3 * 1 = 0.325$$

$$\text{Coeficiente Pseudoestático} = 0,325 * 50\%$$

$$\text{Coeficiente Pseudoestático} = 0,1625$$

6.4.6 Towhata Geotechnical Earthquake engineering, Springer Berlin, 2008

Para verificar y reducir las incertidumbres epistémicas y considerando un PGA en el subsuelo de 0.25 g y la ecuación del coeficiente horizontal $(1/3 * (PGA)^{1/3})$ (Towhata, 2008) se obtiene un coeficiente de aceleración horizontal de 0.20 g.

Por tanto para el caso de Bucaramanga y su área Metropolitana se recomienda utilizar un coeficiente Pseudoestático de 0.20 g.

Criterio	PGA	Coeficiente Pseudoestático
INGEOMINAS	0.40	0.20 g
NSR-10	0.25	0.20 g

HYNNES – GRIFFIN AND FRANKLIN	0.325	0.1625 g
TOWHATA	0.25	0.20 g

6.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Para el análisis y diseño de las estructuras de contención se realizaron modelos computacionales con el fin de validar la capacidad de soporte, estabilidad y comportamiento del suelo ante la acción de las cargas para cada alternativa.

Se realizaron modelaciones computacionales considerando las condiciones críticas que se podrían llegar a presentar, entre ellas un sismo de 0,167 g de aceleración y una saturación parcial del terreno.

Las investigaciones geotécnicas como era de esperarse no registraron Nivel Freático; sin embargo, con el fin de modelar la humedad detectada en perfil litológico se decidió realizar las modelaciones considerando una saturación parcial del terreno, para ello se utilizó el coeficiente R_u para modelar la presión de poros.

Los factores de seguridad se tomaron con base en recomendado por la NSR10 donde se establece un factor de seguridad estático mínimo de 1.50 y dinámico de 1.20.

Para el análisis del modelo geotécnico se utilizó el software para computador SLOPE-W.

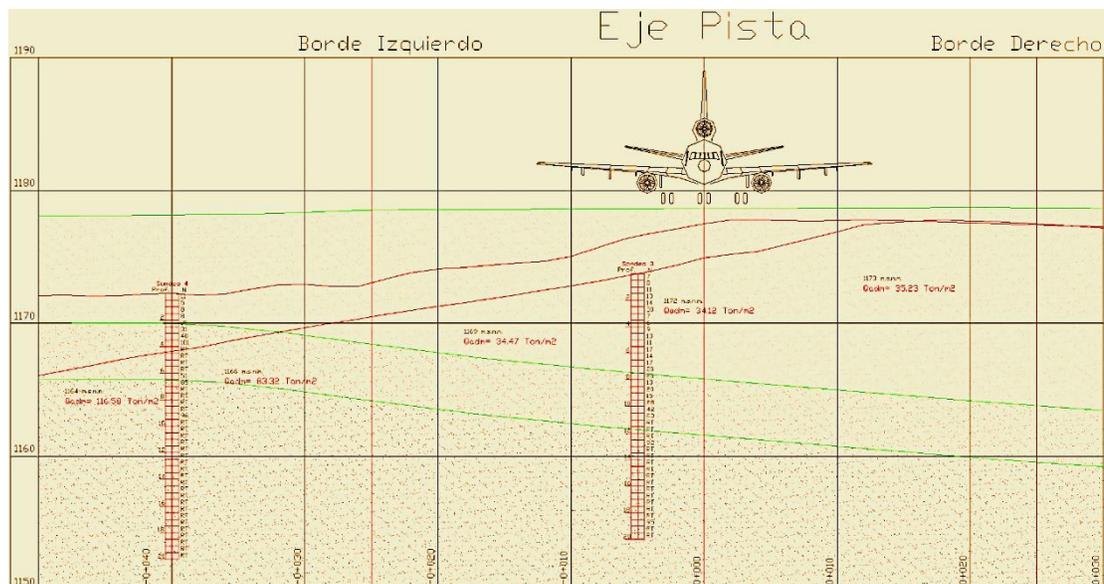
6.6 DISEÑO Y ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

El análisis para el diseño de la estructura de contención se realizó teniendo en cuenta varias alternativas estructurales que permitieran garantizar el área necesaria para la maniobra de las aeronaves en la cabecera 35.

A continuación se muestran las modelaciones de los análisis de estabilidad estáticos y dinámicos tanto de las condiciones actuales como con las obras propuestas.

6.6.1 Muro Anclado - Alternativa 1 Muro anclado en concreto reforzado altura de 12.00 metros, con una línea de anclajes.

Ilustración 26. Perfil Geotécnico



Fuente: Consorcio Desarrollo Aeroportuario, 2014

6.6.1.1. Estabilidad del Sistema Esta alternativa propone un relleno contenido por un muro anclado de 12.0 m de altura. Con el fin de validar el dimensionamiento de las estructuras y los parámetros del suelo contenido se decidió realizar un análisis de estabilidad para las secciones críticas.

Los análisis de estabilidad se realizaron considerando una sobrecarga por tráfico de 6304.2 Kg/m y una saturación parcial del suelo de fundación.

Ilustración 27. Análisis Estático – Alternativa 1

AEROPUERTO INTERNACIONAL PALONEGRO
CABECERA 35
ANALISIS ESTATICO

FACTORES DE SEGURIDAD

FELLENIUS: 2.060
BISHOP: 2.118
JANBU: 1.852
SPENCER: 2.028

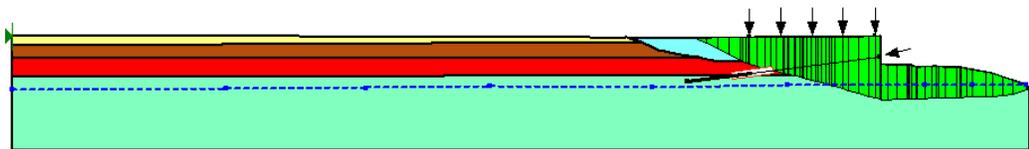
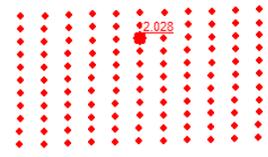


Ilustración 28. Análisis Dinámico – Alternativa 1

AEROPUERTO INTERNACIONAL PALONEGRO
CABECERA 35
ANALISIS PSEUDOESTATICO (a = 0.20 g)

FACTORES DE SEGURIDAD

FELLENIUS: 1.349
BISHOP: 1.447
JANBU: 1.148
SPENCER: 1.283

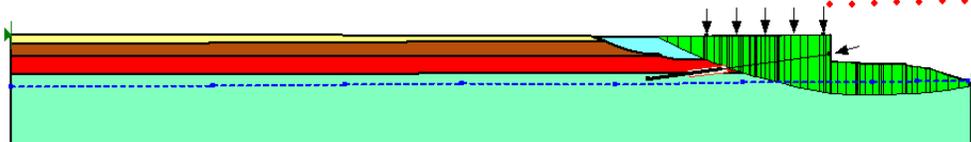
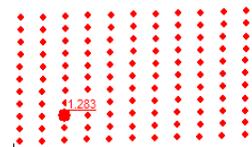
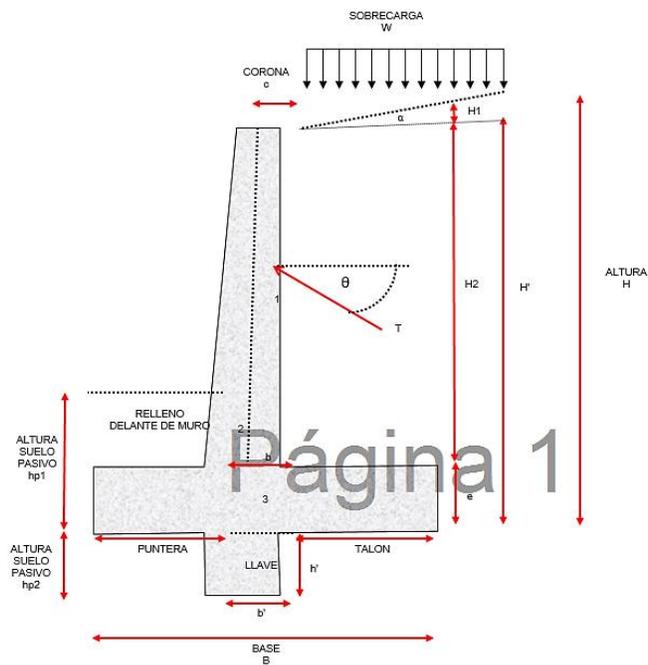


Tabla 11. Factores de Seguridad – Muro Anclado

MÉTODO UTILIZADO	FACTOR DE SEGURIDAD	FACTOR DE SEGURIDAD
------------------	---------------------	---------------------

	ESTÁTICO	DINÁMICO
Fellenius	2.060	1.349
Bishop	2.118	1.447
Janbú	1.852	1.148
Spencer	2.028	1.283

6.6.1.2 Diseño del muro H=12.00 m Se diseñó un muro en concreto reforzado de altura 12 metros como sistema de contención, el cual se muestra a continuación.



Inicialmente se realizó el dimensionamiento del mismo, realizando para ello revisión del muro por deslizamiento, volteo y capacidad de carga.

DIMENSIONAMIENTO DEL MURO							
H =	12.0	m			$\gamma =$	90.0 °	
B =	7.80	m			C =	0.25	m
e =	1.20	m			Puntera =	1.20	m
b =	1.32	m			Talon =	5.28	m
H1 =	0.00	m			H2 =	10.80	m
d =	0.00	m			H =	12.00	m
b' =	1.50	m			h' =	3.70	m
h =	1.20	m			hp1 =	1.20	m
hp2 =	3.70	m					

PROPIEDADES GEOTECNICAS							
PROPIEDADES DEL RELLENO				PROPIEDADES DEL SUELO DE CIMENTACION			
Angulo Inclinacion Terreno (°) =	0.0			Profundidad Cimentacion (m) =	1.5		
Angulo Friccion (°) =	30.0			Angulo Friccion (°) =	32.4		
Cohesion (KN/m ²) =	0.0			Cohesion (KN/m ²) =	21.6		
Peso Especifico (KN/m ³) =	19.0			Peso Especifico (KN/m ³) =	15.6		
Ko =	0.50			Ko =	0.464		
Ka =	0.333			Ka =	0.302		
Kp =	3.00			Kp =	3.309		
PROPIEDADES DEL CONCRETO				PROPIEDADES DEL ACERO			
f'c (Mpa) =	24.5			f'y (Mpa) =	420		
Ec (Mpa) =	23,264.00						
Peso Especifico (KN/m ³) =	24						

EMPUJE DE TIERRA CON SOBRECARGA

PESOS Y MOMENTO ESTABILIZANTE POR METRO LINEAL DE MURO

FIGURA	X (m)	AREA (m ²)	PESO (Kg/m)	MOMENTO X (Kg.m / m)	MATERIAL
1	2.40	2.70	6,480.00	15,552.00	MURO CONCRETO
2	1.91	5.78	13,872.00	26,495.52	
3	3.90	9.36	22,464.00	87,609.60	
LLAVE	1.95	5.55	13,320.00	25,974.00	
4	5.16	57.02	108,338.00	559,024.08	SUELO DE RELLENO
5	2.64	0.00	0.00	0.00	
SOBRECARGA	5.16		6,304.20	32,529.67	SOBRECARGA

EMPUJE ACTIVO DE LA TIERRA

Ea (Kg/m) =	45,554.40	Centroide (m) =	4.0
Ep (Kg/m) =	0		
Empuje Sobrecarga (Kg/m) =	4,294.02	Centroide (m) =	6.0
Empuje Activo Total (Kg/m) =	49,848.42		

EMPUJE PASIVO DE LA TIERRA

σ_{p1} (Kg/m) =	6,194.45
σ_{p2} (Kg/m) =	19,099.55
Empuje Pasivo Total (Kg/m) =	39,050.84

FUERZAS VERTICALES

Rv (Kg/m) =	170,778.20
-------------	------------

FUERZAS ROZAMIENTO

Friccion suelo - muro (δ) =	11.84	c' (kg/m ²) =	1080.0
Fuerza Rozamiento (Kg/m) =	44,225.87		

FACTOR DE SEGURIDAD POR DESLIZAMIENTO

F.S. =	1.67	OK
--------	------	-----------

FACTOR DE SEGURIDAD POR VOLCAMIENTO

Momento de Volcamiento (Kg.m / m) =	207.981,72	
Momento estabilizante (Kg.m / m) =	741.254,23	
F.S. =	3,56	OK

CHEQUEO POR PRESION DE CONTACTO

$Q_{\text{admisible}} \text{ (Ton/m}^2\text{)} =$	35,00		NTO APLICACIÓN CARGA NORMAL (m)	3,17	
$\sigma_1 \text{ (Ton/m}^2\text{)} =$	33,68	OK	EXCENTRICIDAD (m) =	0,73	OK
$\sigma_2 \text{ (Ton/m}^2\text{)} =$	9,46	OK	B/6 (m) =	1,30	

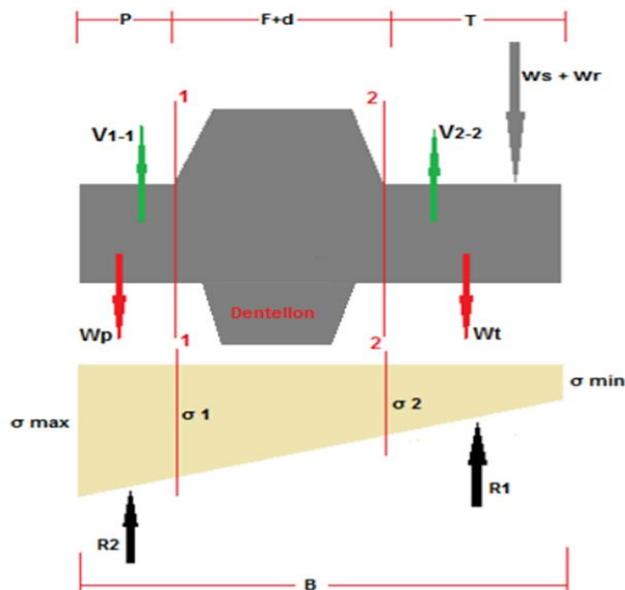
EMPUJE DE TIERRA CON SISMO

PRESION ACTIVA CON SISMO:

Componente Horizontal Aceleración - Sismo =	$k_h =$	0,125	
Componente Vertical Aceleración - Sismo =	$k_v =$	0,083	
Angulo Especifico Mononobe-Okabe =	$\phi' =$	7,76 °	
Coficiente de Presión Activa - Sismo =	$K_{ae} =$	0,399	
Presión Activa del Terreno - Sismo =	$P_{ae} =$	56.200,64	Kg/m
Presión Activa - Componente Horizontal - S =	$P_{aeh} =$	55.004,51	Kg/m
Presión Activa - Componente Vertical - S =	$P_{aev} =$	11.530,95	Kg/m
Delta de Presión Activa - Sismo: $\Delta =$	$\Delta P_{ae} =$	9.450,11	Kg/m
Ubicación de la Presión Activa - Sismo =	$z_{ae} =$	4,45	m
Empuje Activo Total + Δ (Kg/m) =		59.298,53	

FACTOR DE SEGURIDAD POR DESLIZAMIENTO			
Fuerza Rozamiento (Kg/m) =	46,643.22		
Empuje Pasivo Total (Kg/m) =	39,050.84		
Empuje Activo Total + Δ (Kg/m) =	59,298.53		
F.S. =	1.45		OK
FACTOR DE SEGURIDAD POR VOLCAMIENTO			
Momento de Volcamiento (Kg.m / m) =	289,642.58		
Momento estabilizante (Kg.m / m) =	837,126.28		
F.S. =	2.89		OK

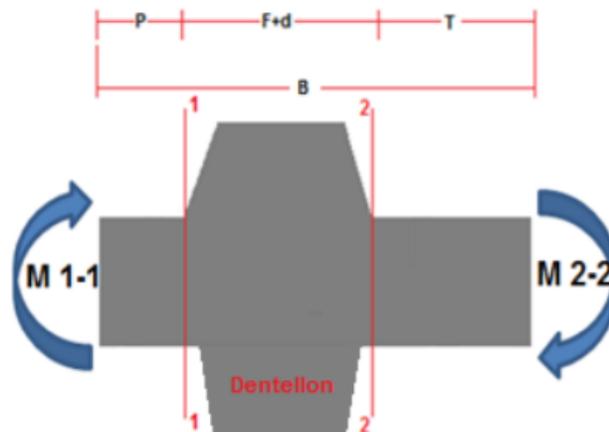
El diseño del muro contempló también el análisis estructural del mismo. Este se muestra a continuación.



PUNTA DE LA BASE DEL MURO		
Peso (Wp) =	3456	Kg/m
Aplicación =	0,6	m
σ Máx =	3,84	Kg/cm ²
σ 1 =	3,4	Kg/cm ²
REACCIÓN DEL SUELO		
R 2 =	43423,65	Kg/m
FUERZA CORTANTE EN LA PUNTA V1-1		
V 1-1=	39967,65	Kg/m
DIAGRAMA DE PRESIÓN TRAPEZOIDAL		
R triangulo=	2619,54	Kg/m
Aplicación=	0,8	
R rectangulo=	40804,11	Kg/m
Aplicación=	0,6	
MOMENTO DE LA SECCIÓN 1-1		
M 1-1=	24504,5	Kg/m-m

TALÓN DE LA BASE DEL MURO		
Peso (Wt) =	15264	Kg/m
Aplicación =	2,65	m
σ Mín =	1	Kg/cm ²
σ 2 =	2,93	Kg/cm ²
REACCIÓN DEL SUELO		
R 1 =	104051,27	Kg/m
FUERZA CORTANTE EN LA PUNTA V1-1		
V r=	108756	Kg/m
Aplicación =	2,65	m
FUERZA CORTANTE EN EL TALÓN V2-2		
V 2-2=	-26272,93	Kg/m
DIAGRAMA DE PRESIÓN TRAPEZOIDAL		
R triangulo=	51099,29	Kg/m
Aplicación=	1,77	
R rectangulo=	52951,98	Kg/m
Aplicación=	2,65	

TALÓN DE LA BASE DEL MURO . MOMENTO DE LA SECCIÓN 2-2 M2-2 = 129796.5 Kg/m-m



FACTOR DE MAYORACIÓN DE CARGAS

Muerta =	1,20	Empuje de tierra =	1,60
Viva =	1,60	Sismo =	1,00
FSSP =	5351,4	Kg/m	
Δ DEs =	8202,92	Kg/m	
Es =	4560	Kg/m	
Eah =	45600	Kg/m	

factor de mayoracion de carga ponderado= 1.47

DISEÑO A CORTANTE DE LA BASE

Cortante Máxima =	39.967,65	Kg/m	d (m) =	1,13
Cortant Mayorada=	58.846,71	Kg/m	ϕ =	0,75
Cortante del Concreto Vc =	95058,174	Kg/m	B (m) =	1,00
Vu/ ϕ =	78462,3	Kg/m	Ok, Vc >=Vu/ϕ	

El valor de la altura del cimient ES CORRECTO, No requiere diseño a cortante

Espesor del cimient=	1,2	m
----------------------	-----	---

DISEÑO A FLEXIÓN DE LA BASE

d' =	1,13	m	ϕ =	0,90
d =	1,15	m	B (m) =	1,00
As Minimo	21,6	cm2		
Momento ultimo de la Punta			Momento ultimo del talón	
Mu	36079,407	Kg/m-m	Mu	191106,96
Espesor de la Base=	67,72	cm		

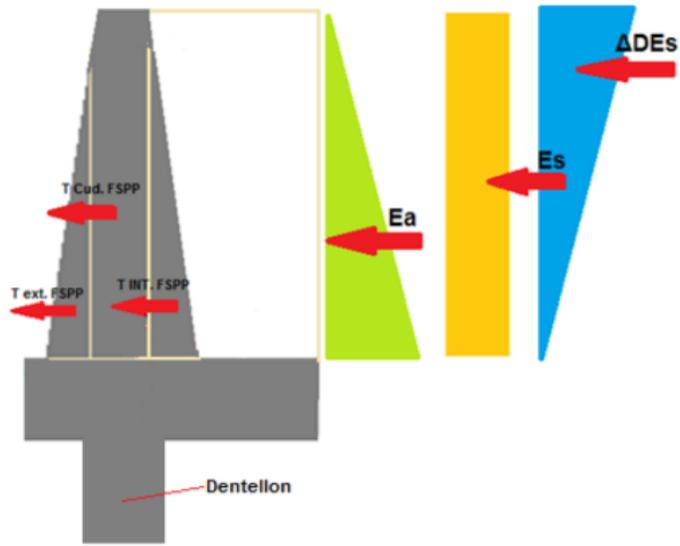
DISEÑO A FLEXIÓN DE LA BASE

Espesor de zapata requerido para flexión =	74,72	cm	Espesor de la zapata (cm) =	120,00
--	-------	----	-----------------------------	--------

espesor adecuado para resistir solicitaciones de flexión

Acero requerido en la punta			Acero requerido en el talón		
As punta=	8,51	cm2	As talón=	8,51	cm2
Acero menor al mínimo			OK		
As definitivo=	21,60	cm2	As definitivo=	45,80	cm2
1 N 8 C/25 cm ABAJO			1 N 9 C/25 cm ARRIBA		

DISEÑO DE LA PANTALLA



SOLICITACIONES EN FUNCIÓN DE LA ALTURA

Empuje activo E_a (Kg/m) F(H)	316,67	H^2
Empuje de sobrecarga E_s (Kg/m) F(H)	380	H
Incremento Dinámico ΔE_s (Kg/m) F(H)	56,96	H^2
Fuerza sísmica de la pantalla T ext FSSP (Kg/m) F(H)	15,28	H^2
Fuerza sísmica de la pantalla cuad FSSP (Kg/m) F(H)	90,00	H
Fuerza sísmica de la pantalla T int FSSP (Kg/m) F(H)	0,00	H^2

H	Ea (kg/m) F(H)	Es (kg/m)	Δ DEs (kg/m)	FSPP (kg/m)	FSPP (kg/m)
3	2850,00	1140,00	512,68	137,50	270,00
4	5066,67	1520,00	911,44	244,44	360,00
5	7916,67	1900,00	1424,12	381,94	450,00
6	11400,00	2280,00	2050,73	550,00	540,00
7	15516,67	2660,00	2791,27	748,61	630,00
8	20266,67	3040,00	3645,74	977,78	720,00
8,5	22879,17	3230,00	4115,70	1103,82	765,00
9	25650,00	3420,00	4614,15	1237,50	810,00
10	31666,67	3800,00	5696,48	1527,78	900,00
10,8	36936,00	4104,00	6644,37	1782,00	972,00
11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

H	FSPP (kg/m)	Braço Ea	Braço Es	Braço Δ DEs	Braço te Fsp
3	0,00	1,00	1,50	2,00	1,00
4	0,00	1,33	2,00	2,67	1,33
5	0,00	1,67	2,50	3,33	1,67
6	0,00	2,00	3,00	4,00	2,00
7	0,00	2,33	3,50	4,67	2,33
8	0,00	2,67	4,00	5,33	2,67
8,5	0,00	2,83	4,25	5,67	2,83
9	0,00	3,00	4,50	6,00	3,00
10	0,00	3,33	5,00	6,67	3,33
10,8	0,00	3,60	5,40	7,20	3,60
11	0,00	3,67	5,50	7,33	3,67
12	0,00	4,00	6,00	8,00	4,00
13	0,00	4,33	6,50	8,67	4,33
14	0,00	4,67	7,00	9,33	4,67

H	Braço C Fsp	Braço ti Fsp	H	Braço C Fsp	Braço ti Fsp
3	1,50	1,00	11	5,50	3,67
4	2,00	1,33	12	6,00	4,00
5	2,50	1,67	13	6,50	4,33
6	3,00	2,00	14	7,00	4,67
7	3,50	2,33			
8	4,00	2,67			
8,5	4,25	2,83			
9	4,50	3,00			
10	5,00	3,33			
10,8	5,40	3,60			

H m	Vu Kg	Mu Kg-m	F(y) cm	d(y) cm	ϕ Vc kg		As min cm/m	As req cm/m
3	7229,55	9022,41	60,56	55,56	34565,88	OK	10,90	4,33
4	11929,85	19541,11	70,74	65,74	40902,96	OK	12,73	7,96
5	17775,39	36003,70	80,93	75,93	47240,04	OK	14,57	12,76
6	24766,15	59723,16	91,11	86,11	53577,12	OK	16,40	18,76
7	32902,13	92012,47	101,30	96,30	59914,20	OK	18,23	25,99
8	42183,35	134184,60	111,48	106,48	66251,28	OK	20,07	34,46
8,5	47253,42	159387,02	116,57	111,57	69419,82	OK	20,98	39,18
9	52609,79	187552,51	121,67	116,67	72588,36	OK	21,90	44,22
10	64181,46	253429,18	131,85	126,85	78925,44	OK	23,73	55,28
10,8	74263,36	316019,15	140,00	135,00	83995,10	OK	25,20	65,09
11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

VERIFICACION ESPESOR DE LA PANTALLA		
d =	87,08	cm
E pantalla =	140	cm
Ok ESPESOR DE PANTALLA ADECUADO PARA RESISTIR SOLICITACIONES A FLEXION		
Acero requerido en contacto con el relleno desde la corona del muro hasta Y= 5.00 metros		
As =	14,57	cm ²
1 N 7 C/33 cm		
Acero requerido en contacto con el relleno desde Y= 5.00 hasta 8.50 metros		
As =	39,18	cm ²
4N 7 C/33 cm + 6 N 7 C/11 cm / intercaladas en medio de 2 N 7 van 2 N 8		
Acero requerido en contacto con el relleno desde Y= 8.50 hasta la base de la pantalla		
As =	65,09	cm ²
18 N 7 C/5.5 cm		
Acero requerido en la cara libre desde la corona del muro hasta la base de la pantalla		
As =	25,2	cm ²
1 N 6 C/25 cm		
Acero transversal		
As =	25,2	cm ²
1 N 7 C/33 cm a la Izquierda a la Derecha de la Sección		

6.6.2 Muro Tierra Armada - Alternativa 2 En el proceso de diseño de los muros mecánicamente estabilizados (MSE) y el muro anclado, se realizó un análisis de empujes donde se consideraron los efectos de las sobrecargas de tráfico para el muro superior y la sobrecarga de peso para los muros inferiores.

Teniendo en cuenta que estas sobrecargas se presentan excéntricas a la corona del muro se determinó la distribución de esfuerzos utilizando las ecuaciones:

Carga Puntual

$$\sigma = \frac{4q}{\pi H} \frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \text{ para } a > 0.4$$

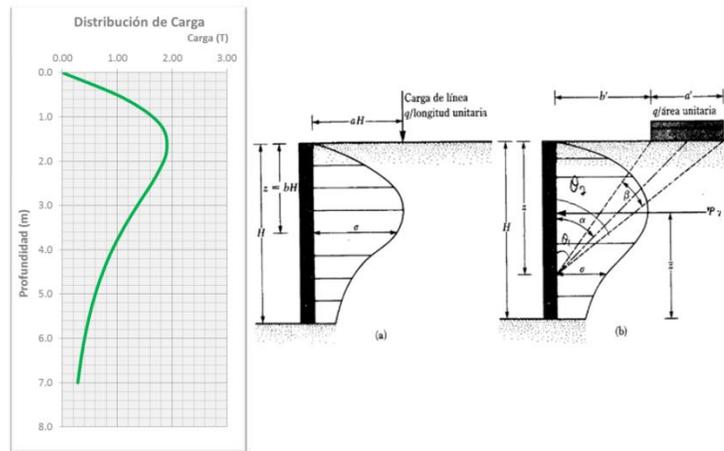
$$\sigma = \frac{q}{H} \frac{0.203b}{(0.16 + b^2)^2} \text{ para } a < 0.4$$

Carga Distribuida

$$\sigma = \frac{2q}{\pi} (\beta - \text{sen } \beta \cos 2\alpha)$$

El empuje de las sobrecargas se determinó como el área bajo la curva de distribución a lo largo de la altura del muro. En la Tabla 12 y en la ilustración 29 se muestra los valores de sobrecarga distribuida dependiendo de la altura del muro.

Ilustración 29. Empujes de sobrecarga



Fuente: (DAS, 2011)

Tabla 12. Distribución de Empuje por Altura de muro

Z	b	β	α	Distribuida		Puntual	
				σ_H	σ_N	σ_H	σ_N
<i>(m)</i>	<i>(m)</i>	<i>(°)</i>	<i>(°)</i>	<i>(T)</i>	<i>(T)</i>	<i>(T)</i>	<i>(T)</i>
0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.4	0.000	0.3
0.58	0.1	5.3	76.9	1.44		1.127	
1.17	0.2	9.0	65.0	2.13	1.2	1.782	1.08
1.75	0.3	10.9	55.0	2.12		1.904	
2.33	0.3	11.5	47.0	1.78	0.9	1.710	0.91
2.92	0.4	11.4	40.6	1.39		1.411	
3.50	0.5	10.9	35.5	1.06	0.5	1.121	0.58
4.08	0.6	10.2	31.5	0.81		0.879	
4.67	0.7	9.5	28.2	0.62	0.3	0.688	0.36
5.25	0.8	8.9	25.5	0.48		0.542	
5.83	0.8	8.3	23.2	0.37	0.2	0.430	0.23
6.42	0.9	7.7	21.3	0.30		0.345	
7.00	1.0	7.3	19.7	0.24	0.12	0.280	0.08
				Σ	3.76	Σ	3.56
Fuerza Total x Unidad de Longitud			3.56	<i>(T)</i>			

Ilustración 30. Alternativa 2. Muro en tierra Armada con pantalla anclada



Fuente: Consorcio Desarrollo Aeroportuario, 2014

6.6.2.1 Estabilidad del Sistema En las ilustraciones 31 y 32 se muestran los análisis de estabilidad realizados y en la Tabla 15 se muestran que los factores de seguridad para esta propuesta son admisibles.

Ilustración 31. Análisis Estático. Alternativa 2

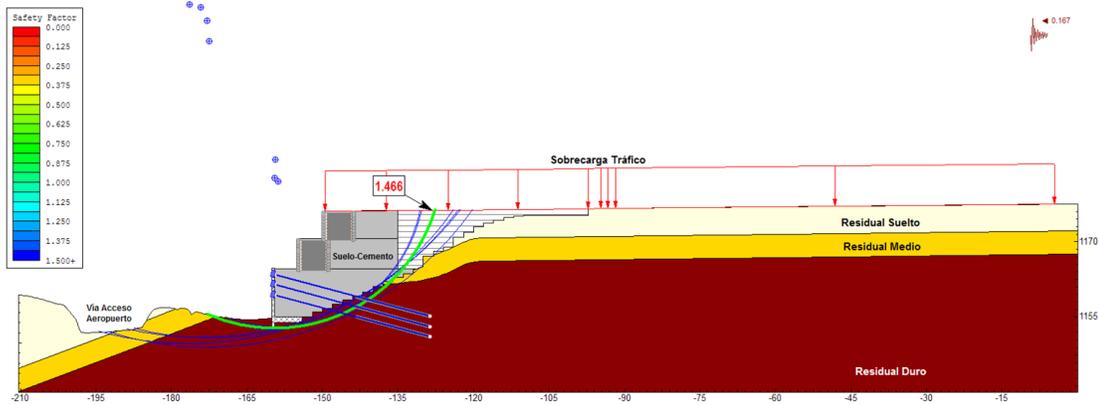


Ilustración 32. Análisis Dinámico. Alternativa 2

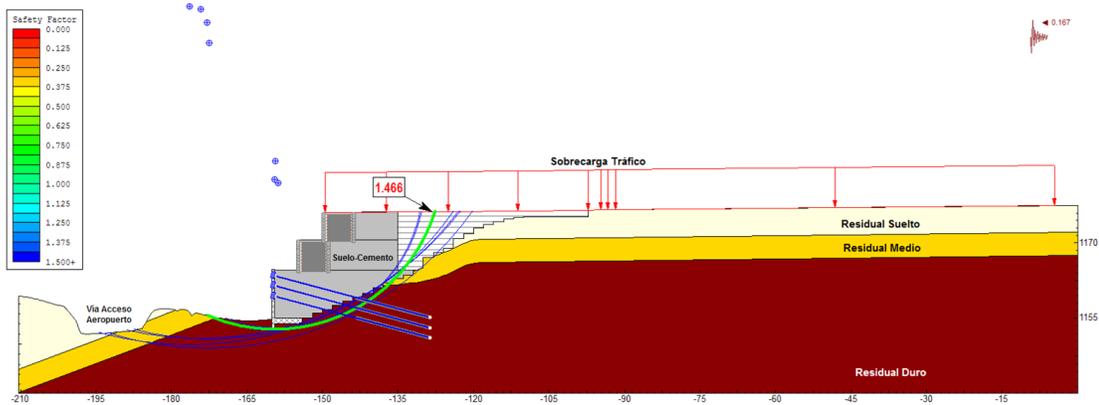


Tabla 13. Resumen factores de Seguridad

MÉTODO UTILIZADO	FACTOR DE SEGURIDAD ESTÁTICO	FACTOR DE SEGURIDAD DINÁMICO
Fellenius	1.401	1.305
Bishop	1.509	1.449
Janbú	1.489	1.281
Spencer	1.520	1.469

6.6.2.2 Diseño del muro en Tierra armada y anclaje

Parámetros de los Suelos			
Suelos	γ	c	ϕ
	(kN/m ³)	(kPa)	°
Suelo Fundación	16	40	32
Suelo Reforzado	16	40	32
Suelo Retenido	16	40	32

Esfuerzo por Capa		
Heq	0,6	(m)
qi	9,6	(kPa)
qtráfico	35,6	(kPa)

Dimensiones del Muro		
Altura (H)	7	(m)
Longitud (L)	6,50	(m)
Cumple el Lmin.	4,90 m	✓
Cumple el Le min.	6,30 m	✓
Kab	0,307	(-)

Factores de resistencia		
Capacidad Portante	0,65	(-)
Deslizamiento	1,00	(-)
Estabilidad Global	0,65	(-)

Factores de Carga y Combinaciones de Carga				
Estado límite	EH, EV, ES	LL, LS	EQ	CT
Resistencia I	γ_p	1,75		
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	
Evento Extremo II	γ_p	0,50		1,00
Servicio I	1,00	1,00		

EH: Carga de tierra horizontal

LL: Carga viva vehicular

EV: Carga de tierra vertical

LS: Sobrecarga vehicular

ES: Sobrecarga de tierra

EQ: Carga sísmica

CT: Fuerza de colisión vehicular

Factores de Carga para Cargas Permanentes, γ_p		
Tipo de carga	Factor de carga	
	Máx	Mín
Presión de tierras horizontal (EH)		
Activa	1,50	0,90
Presión de tierras vertical (EV)		
Estabilidad global	1,00	N/A
Muros de contención y pilares	1,50	1,00
Sobrecarga de terreno (ES)	1,50	0,75
Componente y adjuntos (DC)	1,25	0,90

Chequeo por Deslizamiento

En esta sección se presenta un análisis del Chequeo de Deslizamiento. Referencia Numeral 5.5.5

Resistencia al Corte			Fuerzas Actuantes			ϕ min	32°		
Por el Suelo Fundación	166,97	(kPa)	V ₁	728	(kN/m)				
Por el Suelo Reforzado	69,99	(kPa)	F ₁	120,45	(kN/m)				
Por la Interfase	79,36	(kPa)	F ₂	97,22	(kN/m)				
Resistencia Nominal	454,9049	(kN)	Fuerza Actuantes	217,66	(kN/m)				
Resistencia Reducida (Rr)	454,9049	(kN)	Fuerza Mayoradas (Pd)	350,80	(kN/m)				
Capacity Demand Ratio for Sliding			CDR	1,30	OK				
Factor de Seguridad Contra Deslizamiento			FSd	2,09	OK				

Chequeo por Volcamiento

En esta sección se presenta un análisis del Chequeo por Volcamiento. Referencia Numeral 5.8.2

Excentricidad (e)	1,40	(m)	e_{max} Roca	2,44	(m)	e_{max} Suelo	1,63	(m)	
		Suelo							
		e < e _{max}						OK	
Momentos Resistentes (Mr)	2366,0	(kN)	Momentos de Volteo (Mo)	621,30	(kN)				
Factor de Seguridad Contra Volteo			FSv	3,81	OK				

Chequeo por Capacidad Portante

En esta sección se presenta un análisis de la Capacidad de Soporte. Referencia Numeral 5.8.3

Capacidad Portante Nominal			Esfuerzo Vertical Mayorado		
Suelo de Fundación			Excentricidad (e_b)		
Peso Volumétrico (γ)	16	(kN/m ³)	H ₁	7	(m)
Cohesión (c)	40	(kPa)	V ₁	728	(kN)
Angulo de Fricción (ϕ)	32	(°)	σ_{v-f}	249,9	(kPa)
N _q (Prandtl, 1920)	23,18	(-)			
N _c (Prandtl, 1920)	35,49	(-)			
N _{γ} (Vesic, 1973)	27,72	(-)			
q_n	2485,35	(kPa)	Chequeo por CP		
q_r	1615,48	(kPa)	FSc_P	6,46	OK

Anexo a este documento se presenta un cálculo detallado de la capacidad portante por los métodos de Terzagui, Meyerhoff, Hansen y Vesic.

EVALUACION DE LA ESTABILIDAD INTERNA

Factores de Diseño			
Factor de Empujes			
Kr/Ka	<u>Ver Valores</u>	1,2	(-)

Factores de Extracción			
Fator de Resistencia ϕ	0,9	<u>Ver Valores</u>	
F*	0,42	<u>Ver Valores</u>	
α	0,8	<u>Ver Valores</u>	
Rc	1	(-)	
C	2	(-)	

Longitud Mínima de Traslapo	L_{min}	1,00 m
------------------------------------	------------------------	---------------

Equivalente a la Longitud mínima de la zona resistente Le.

Empotramiento Mín.	H_{emp min}	0,60 m
---------------------------	----------------------------	---------------

Equivalente a H/20 sin que este sea menor a 60 cms.

Desplazamiento Lateral en Const	δ_{max}	1,31 cm
--	----------------------------------	----------------

Art. 5.8.10.

Diseño con Geosintéticos		
Refuerzo del Suelo Geosintéticos TX160		
Tult	160	(kN/m)

Factores de Reducción Geosintéticos		
Installation Damage Reduction Factor		
RF _{ID}	1,1	(-)
Creep Reduction Factor		
RF _{CR}	2,6	(-)
Durability Reduction Factor		
RF _D	1,3	(-)
<u>Ver Valores de Referencia</u>		

Los factores de reducción se deberán utilizar para todos los geosintéticos, tomando los valores de referencia anexos.

Resistencia del Geosintéticos TX160		
T _{adm}	38,73	(kN/m)

Diseño con Malla Metálica - Terko		
Resistencia de la Malla de Refuerzo - Patent		
Tult	530	(MPa)

Resistencia de los Ganchos Tensores		
T _a	250	(MPa)
T _{adm}	120	(MPa)

Varilla redonda de acero norma A-36.

Resistencia de la Fachada		
T _a	21000	(kPa)
T _{adm}	10080	(kPa)

Análisis de Estabilidad Interna			
Geometría del Muro			
Pendiente de la Cara del Muro		Talud Sobre el Muro	
M	90° Vertical	β	0° Horizontal

Empuje Actuante por Capa		
H _i	0,6	(m)
T _{max}	36,32	(kN/m)
Le _{max}	6,3	(m)

Chequeo Le max	FS_{Le}	✓	1,03
-----------------------	------------------------	----------	-------------

CHEQUEO DE DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Esfuerzos por área de Refuerzo		
Ancho del Panel de Refuerzo	1,2	(m)
Area Equivalente	1,4	(m ²)
Tensión máx. por área - T _{max area}	87,2	(kN)
Tensión máx. mayorada - P _R	130,8	(kN)

Dimensiones del Tensor		
Diámetro Tensor	3/4	(" pulg)
Diámetro Tensor	0,02	(m)
Longitud	Variable	(m)
Area	2,85E-04	(m ²)

Dimensiones de la Malla		
Diámetro Malla	4,00	(mm)
Diámetro Malla	0,004	(m)
Longitud	0,64	(m)
Abertura Malla	44	(mm)
No. Barras Long.	14	(unid)
Area	1,76E-04	(m ²)

Malla de acero ASTM 1010

Resistencia de los Refuerzos de Anclaje		
Refuerzo de Malla de Acero		
T _{adm}	69,9	(kN/m)
Refuerzo con Geosintéticos		
T _{adm}	38,7	(kN/m)

Resistencia admisible de los refuerzos de Anclaje, tomados según las especificaciones de los fabricantes y la normatividad.

Numero de tiras de Refuerzo		
No. mín de Refuerzos x área	4,0	(unid)
No. de Refuerzos a utilizar	6,0	(unid)
No. de Filas de refuerzo	2,0	(unid)

Estos datos representan la distribución de los tensores y la malla para cada elemento de placa.

Resistencia Tensor		
Resistencia A-36 Tensor	250	(MPa)
Resistencia Admisible	120	(MPa)
Esfuerzo actuante @ Tensor	76,5	(MPa)

FS Tensor	FS _T	1,57
-----------	-----------------	------

Resistencia Malla		
T _{ult}	530	(MPa)
Resistencia Admisible	0,070	(MN/m)
T _{max}	69,93	(kN/m)
	45,4	(kN/m)

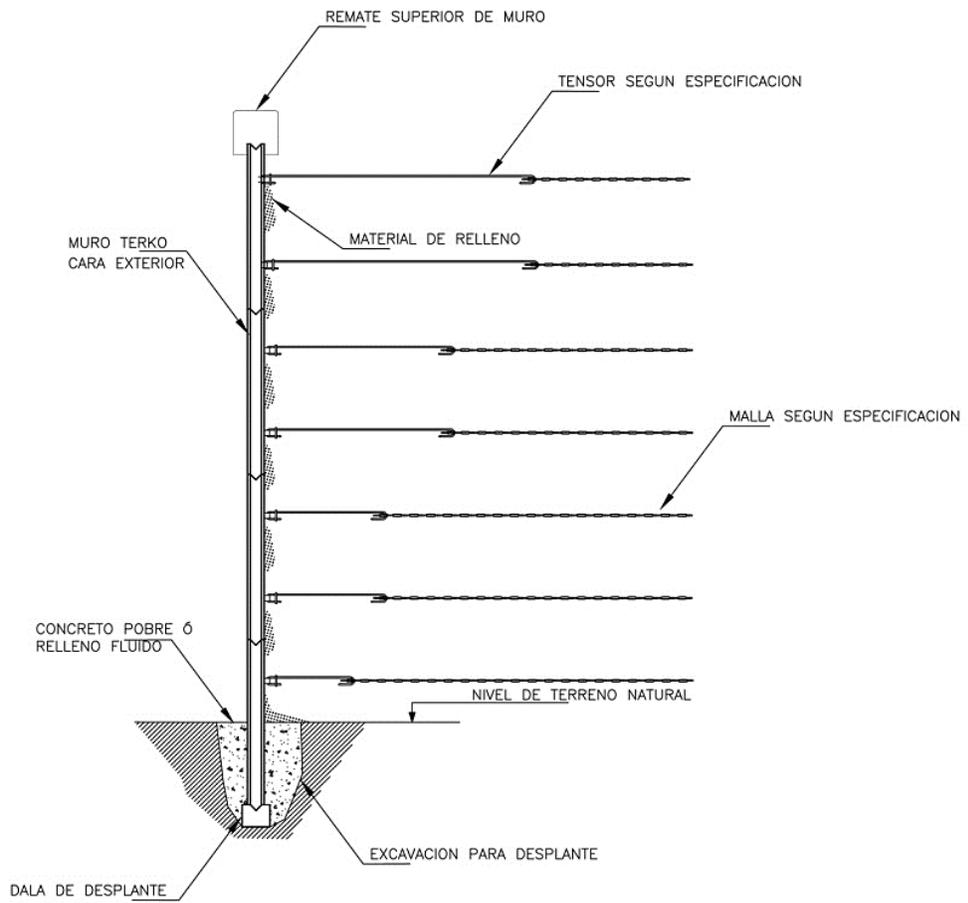
FS Malla	FS _T	1,54
----------	-----------------	------

Selección de Refuerzo		
Tipo de Refuerzo a Utilizar	Malla Metálica	
T _{adm}	69,9	(kN/m)

Se escoge entre utilizar un anclaje con malla metálica o un anclaje uniforme con geosintéticos.

Chequeo por Extracción	FS _{EX}	1,9
------------------------	------------------	-----

Tabla de Esfuerzos Actuantes y Longitudes de Refuerzo										
Capa No.	h _i	Z	S _v	σ _{vf}	σ _{hf}	T _i	L _e	L _{Activa}	L _{Total}	L _{Refuerzo}
	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
12	0,60	0,60	0,60	25,9	9,56	5,74	1,00	3,55	4,547	6,50
11	0,60	1,20	0,60	38,9	14,34	8,61	1,00	3,21	4,214	6,50
10	0,60	1,80	0,60	51,9	19,12	11,47	1,00	2,88	3,882	6,50
9	0,60	2,40	0,60	64,8	23,90	14,34	1,00	2,55	3,549	6,50
8	0,60	3,00	0,60	77,8	28,68	17,21	1,00	2,22	3,217	6,50
7	0,60	3,60	0,60	90,7	33,46	20,07	1,00	1,88	2,884	6,50
6	0,60	4,20	0,60	103,7	38,24	22,94	1,00	1,55	2,552	6,50
5	0,60	4,80	0,60	116,7	43,01	25,81	1,00	1,22	2,219	6,50
4	0,60	5,40	0,60	129,6	47,79	28,68	1,00	0,89	1,886	6,50
3	0,60	6,00	0,60	142,6	52,57	31,54	1,00	0,55	1,554	6,50
2	0,60	6,60	0,60	155,5	57,35	34,41	1,00	0,22	1,221	6,50
1	0,40	7,00	0,60	164,2	60,54	36,32	1,00	0,00	0,999	6,50



CORTE TIPO

Distribución de Refuerzo						
Capa No.	Tensores			Malla		Longitud Total
	No. x Nivel	Longitud	Diámetro	Ancho	Longitud	
	[-]	[m]	[pulg]	[m]	[m]	
12	3	2,4	3/4	0,64	4,10	6,50
11	3	2,4	3/4	0,64	4,10	6,50
10	3	2,4	3/4	0,64	4,10	6,50
9	3	2,4	3/4	0,64	4,10	6,50
8	3	2,4	3/4	0,64	4,10	6,50
7	3	2,4	3/4	0,64	4,10	6,50
6	3	2,4	3/4	0,64	4,10	6,50
5	3	2,1	3/4	0,64	4,40	6,50
4	3	1,8	3/4	0,64	4,70	6,50
3	3	1,4	3/4	0,64	5,10	6,50
2	3	1,1	3/4	0,64	5,40	6,50
1	3	0,8	3/4	0,64	5,70	6,50

6.7 MODELACIÓN ASENTAMIENTOS

Para modelar el comportamiento del suelo en el tiempo, antes, durante y después de construida la estructura se realizó un modelo en elementos finitos utilizando el Software Plaxis 3D Foundation.

El análisis de asentamientos se realizó considerando las cargas de operación sobre el relleno, se utilizó una carga promedio de 46 kN/m².

Las investigaciones geotécnicas clasificaron el material de excavación de la calle de rodaje Charlie como suelo areno limoso y areno arcilloso, este suelo será el utilizado para rellenar la cabecera 35. En este caso en particular, la matriz es soportada por las partículas de arena, sin embargo y según los registros litológicos, existe un porcentaje considerable de material fino que permite un pequeño grado de consolidación del suelo.

Por el tipo de material y la forma de lleno durante la compactación se esperarían asentamientos elásticos y por consolidación durante construcción, y asentamientos por consolidación secundaria después de este periodo.

En el presente análisis se muestra el comportamiento del suelo ante la acción de cargas de operación extremas, considerando un suelo totalmente cohesivo. Es decir, se realizó un análisis con las condiciones más desfavorables que se puedan presentar.

Parámetros considerados

Para el análisis de los asentamientos se consideraron los parámetros de resistencia del modelo de Mohr – Coulomb. El módulo de elasticidad se consideró teniendo en cuenta los valores de referencia que publica la literatura técnica (ver Tabla 15) y el comportamiento registrado por el suelo en el ensayo de compresión inconfiada.

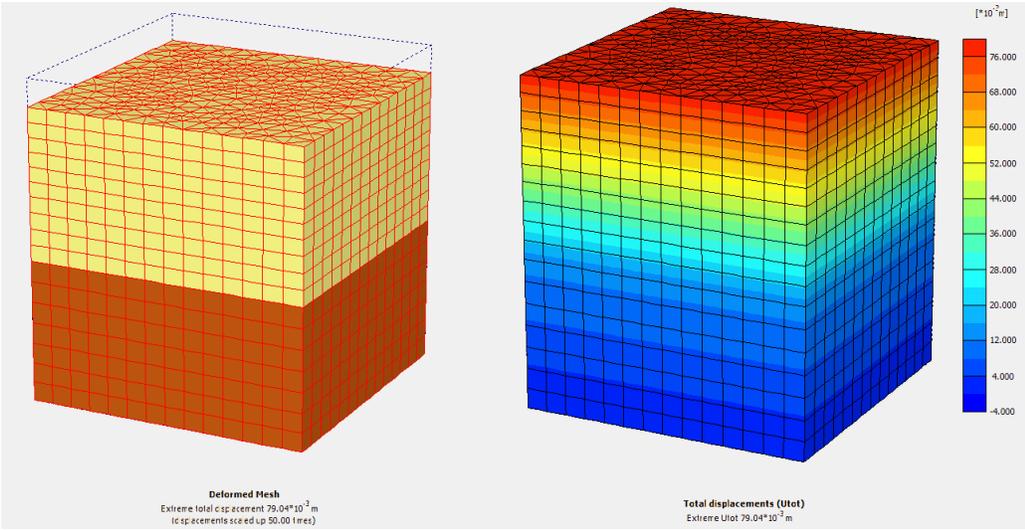
Tabla 14. Parámetros utilizados análisis de sentamientos

Tipo de Suelo	Módulo de Elasticidad, Es		Relación de Poisson, μ_s
	lb/pulg ²	MPa	
Arena Suelta	1500-3500	10.35-24.15	0.20-0.40
Arena Densa Media	2500-4000	17.25-27.60	0.25-0.40
Arena Densa	5000-8000	34.50-55.20	0.30-0.45
Arena Limosa	1500-2500	10.35-17.25	0.20-0.40
Arena y Grava	10000-25000	69.00-172.50	0.15-0.35
Arcilla Suave	600-3000	4.1-20.7	
Arcilla Media	3000-6000	20.7-41.4	0.20-0.50
Arcilla Firme	6000-14000	41.4-96.6	

Fuente: (DAS, 2011)

A continuación se presenta la ilustración de los asentamientos modelados, cuyos asentamiento esperado es de 7.9 cm.

Ilustración 33. Modelación asentamientos



7. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

7.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas (INVIAS, 2013) contienen las normas, exigencias y procedimientos constructivos aplicados a todas las actividades necesarias para la construcción de las obras planteadas.

Estas corresponden a especificaciones particulares basadas en las especificaciones técnicas de INVIAS versión 2013.

8. CONCLUSIONES

1. Las formaciones encontradas corresponden a las formaciones Girón y rellenos antrópicos, correspondientes a limos arenosos arenas limosas y arenas arcillosas seguido de roca meteorizada de color marrón rojizo y gris hasta 20.0 metros de profundidad explorada.
2. De acuerdo al estudio de la geología estructural realizado, la zona se encuentra localmente afectado por presencia de discontinuidades asociadas a las formaciones presentes, lo que ha generado alto grado de fracturamiento en los taludes.
3. En relación a los ensayos de SPT y clasificación de los suelos existentes, se encontró material competente con N mayores a 30, en el sondeo 3 hasta 10.0 metros y en el sondeo 4 hasta 2.5 metros de profundidad.
4. Se plantearon dos alternativas de solución tales como construcción de pantalla anclada y construcción de muro en tierra reforzada.
5. Después de analizadas las alternativas se encontró que la alternativa más viable técnicamente fue la alternativa 1 consistente en la construcción de un muro en pantalla anclada.
6. Referente a los factores de seguridad obtenidos se observaron mejores factores de seguridad en la alternativa 1 propuesta, lo que ratifica lo expresado en el numeral anterior de que la alternativa uno es la más viable tanto técnicamente.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ABEM Instrument AB. (2016). Resistivity Basic. Sundbyberg, Sweden.

Consortio Desarrollo Aereoportuario. (2014). *Estudio Geotécnico CDA-068-GEOT V1*. Bucaramanga: Aereonautica Civil.

Cruz, L. (16 de Agosto de 2016). *Unicauca.edu.co*. Obtenido de ftp://ftp.unicauca.edu.co/Facultades/FIC/IngCivil/Geotecnia/profesor_lucio_cruz/Curso%20Electiva%20-%20Modulo%20Dise%F1o%20de%20muros%20de%20contenci%F3n/Lecturas/Capitulo7.pdf

DAS, B. (2011). *FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES*. México: Cenage Learning Editores.

Highway, U. F. (1999). Ground Anchors and Anchored Systems. *Geotechnical Engineering Circular No. 4*, 304.

INVIAS, I. n. (2013). *NORMA TÉCNICA COLOMBIANA*. Bogotá: INVIAS.

Pedro, V. (2011). *Manual de diseño y Construcción de Muros anclados de Hormigón Proyectado*. Quito: Tesis.

Ramirez Giraldo, J. C. (2008). Tomografía computarizada por rayos X: fundamentos y actualidad. *Revista Ingeniería Biomédica*, xx.

SUAREZ DÍAZ, J. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en Zonas Tropicales*. Bucaramanga: Editorial UIS.

Suaréz Diaz, J. (2001). *Deslizamientos y Estabilidad de taludes en Zonas tropicales*. Bucaramanga: Publicaciones Uis.

Tauro, G. I. (20 de Febrero de 2016). *Tauroqueretaro.com*. Obtenido de <http://www.tauroqueretaro.com/productos/muros-terko/>

Toiral Corral, J. (2008). EL SUELO-CEMENTO COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN. *CIENCIA Y SOCIEDAD*, 532.

TORRADO GÓMEZ, L. M. (2014). *Análisis y determinación de lineamientos para el aseguramiento de la calidad en los Proyectos Geoténicos*. Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana.

Villarino Otero, A. (18 de Julio de 2016). *usal.es*. Obtenido de <http://ocw.usal.es/eduCommons/enseñanzas-tecnicas/ingenieria-civil/contenido/TEMA%203-%20MUROS.pdf>

BIBLIOGRAFIA

ABEM INSTRUMENT AB. Resistivity Basic. Sundbyberg, Sweden. 2016

CONSORCIO DESARROLLO AEREOPORTUARIO. Estudio Geotécnico CDA-068-GEOT V1. Bucaramanga: Aereonautica Civil. 2014

CRUZ, L. Modulo Diseño [en línea] disponible en:
ftp://ftp.unicauca.edu.co/Facultades/FIC/IngCivil/Geotecnia/profesor_lucio_cruz/Curso%20Electiva%20-%20Modulo%20Dise%F1o%20de%20muros%20de%20contenci%F3n/Lecturas/Capitulo7.pdf

DAS, B. Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. México: Cenage Learning Editores. 2011

HIGHWAY, U. F. Ground Anchors and Anchored Systems. Geotechnical Engineering Circular No. 4, 304. 1999

INVIAS, Norma Técnica Colombiana. Bogotá: INVIAS. 2013

PEDRO, V. Manual de diseño y Construcción de Muros anclados de Hormigón Projectado. Quito: Tesis. 2011

RAMIREZ GIRALDO, J. C. Tomografía computarizada por rayos X: fundamentos y actualidad. Revista Ingeniería Biomédica, xx. 2008

SUAREZ DÍAZ, J.. Deslizamientos y estabilidad de taludes en Zonas Tropicales. Bucaramanga: Editorial UIS. 1998

SUARÉZ DIAZ, J. Deslizamientos y Estabilidad de taludes en Zonas tropicales. Bucaramanga: Publicaciones UIS. 2001

TAURO, G. I. Tauroqueretaro.com. [en línea] disponible en: <http://www.tauroqueretaro.com/productos/muros-terko/>

TOIRAL CORRAL, J. (2008). El suelo-cemento como material de construcción. ciencia y sociedad, 532.

TORRADO GÓMEZ, L. M. Análisis y determinación de lineamientos para el aseguramiento de la calidad en los Proyectos Geoténicos. Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana. 2014

VILLARINO OTERO, A. usal.es. [en línea] disponible en: <http://ocw.usal.es/eduCommons/enseñanzas-tecnicas/ingenieria-civil/contenido/TEMA%203-%20MUROS.pdf>

ANEXOS