



**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS

**“ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA DEL
TERRENO DE FUNDACIÓN DEL COMPLEJO
ACADÉMICO INFORMÁTICO DE LA UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL ALTIPLANO PUNO”**

PRESENTADO POR EL BACHILLER

MARCO GRACIANO ALANOCA LAURA

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

JULIACA – PERÚ

NOVIEMBRE, 2017

ACTA DE TITULACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

En Juliaca, siendo las 09:00 horas del día 30 de noviembre del 2017, en el Salón de Grados de la Universidad Alas Peruanas y bajo la Presidencia del **Ing. FAUSTO PONCIANO MAMANI MAMANI**, se inició la Sesión Pública de Sustentación y Evaluación correspondiente para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil por la modalidad de **Sustentación de Tesis**.

En la que el Bachiller: **ALANOCA LAURA, MARCO GRACIANO**

Sustentó la Tesis de Ingeniería:

Tesis

**“ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN
DEL COMPLEJO ACADÉMICO INFORMÁTICO DE LA UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL ALTIPLANO PUNO”**

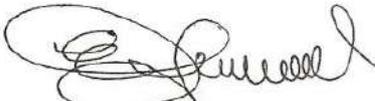
Ante el jurado integrado por los señores catedráticos:

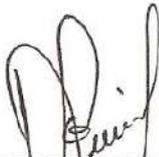
Ing. FAUSTO PONCIANO MAMANI MAMANI	(Presidente)
Ing. GILMER SALAS MADERA	(Miembro)
Ing. DANIEL QUISPE MAMANI	(Secretario)

Sustentado el mismo, el graduando obtuvo el siguiente resultado:

APROBADO POR UNANIMIDAD

En fe de lo cual se asentó la presente Acta que firman el señor Presidente y los demás miembros del Jurado.


Ing. FAUSTO PONCIANO MAMANI MAMANI
Presidente
CIP: 38080


Ing. DANIEL QUISPE MAMANI
Secretario
CIP: 98548


Ing. GILMER SALAS MADERA
Miembro
CIP: 86417

DEDICATORIA

Con inmenso cariño y gratitud, el presente trabajo va dedicado a mis queridos padres Antonio e Irma por su preocupación, sacrificio y apoyo incondicional en mi formación profesional.

A mi familia por su apoyo, comprensión y aliento permanente en los momentos más difíciles durante mis estudios superiores.

AGRADECIMIENTO

Agradezco:

A la Universidad Alas Peruanas, a los docentes y trabajadores administrativos de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, en especial a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, quienes aportaron y contribuyeron con sus conocimientos en mi formación profesional.

Al Ing. Alfredo Alarcón Atahuachi, quien supo dirigirme de una manera desinteresada en la elaboración y ejecución del presente proyecto.

A la Universidad Nacional del Altiplano Puno por las facilidades brindadas para realización del presente trabajo de investigación.

RESUMEN

La presente tesis tiene por finalidad determinar la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno mediante el método dovelas empleando el programa de computación SLIDE v. 6.0. En base a este análisis de estabilidad del terreno se pretende establecer un factor de seguridad y dar una solución para los problemas de fisuramientos y presencia de grietas en los elementos estructurales de las edificaciones. Para lograr una correcta evaluación de la problemática de la zona en estudio se hizo una recopilación de información topográfica, geológica y geomorfológica que permita modelar de manera certera el terreno en estudio.

Para el análisis se aplicó específicamente el método de SPENCER llevando a cabo una serie de iteraciones de cálculo con el objeto de obtener la SPF más desfavorable. De esta manera, el programa entrega para cada círculo de deslizamiento el FS. El cálculo utiliza el método de las dovelas.

La investigación presenta un diseño experimental con una factorial de 2×2 de corte longitudinal, tipo aplicada, enfoque cuantitativo, nivel analítico experimental, método hipotético inductivo. En el procesamiento de datos se obtuvo: que los puntajes promedios de los factores de seguridad tienen efectos significativos en el análisis de la estabilidad física del complejo informático de la UNA – Puno - 2017. durante el proceso experimentación ($F_{cat} = 20.858$).

Se encontró el factor de seguridad en condiciones estáticas y pseudo-estáticas en la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno, teniendo como el resultado más conservador el de la sección A-A', lo cual tiene una F.S. estático de 7.078 y un F.S. pseudo-estático de 4.102, lo que nos indica que es estable por encontrarse muy por encima del rango establecido.

Palabras claves: factor de seguridad, estabilidad física, método Spencer

ABSTRACT

This thesis aims to perform determine the physical stability of the foundation campus of the computer science complex of the National University of the Puno Plateau using the DOvelas method using the SLIDE v. 6.0. Based on this stability analysis of the land is intended to establish a safety factor and provide a solution to the problems of cracks and presence of cracks in the structural elements of buildings. To obtain a correct evaluation of the problematic of the area under study, a compilation of topographic, geological and geomorphological information was made that allows to accurately model the terrain under study.

For the analysis, the SPENCER method was specifically applied, carrying out a series of calculation iterations in order to obtain the most unfavorable SPF. In this way, the program delivers the FS for each sliding circle. The calculation uses the method of the voussoirs.

The research presents an experimental design with a factorial of 2 x 2 of longitudinal cut, applied type, quantitative approach, experimental analytical level, hypothetical inductive method. In the data processing we obtained: that the average scores of the safety factors have significant effects in the analysis of the physical stability of the computer complex of the UNA - Puno - 2017. during the experimentation process ($F_{cal} = 20.858$).

The safety factor was found in static and pseudo-static conditions in the physical stability of the founding ground of the computer academic complex of the National University of Puno Altiplano, with the most conservative result being that of section A-A ', which has a FS static of 7.078 and a F.S. pseudo-static of 4.102, which indicates that it is stable because it is well above the established range.

Keywords: safety factor, physical stability, Spencer method

INTRODUCCIÓN

En la actualidad en la ciudad de Puno, debido al crecimiento demográfico y a la falta de áreas adecuadas para la construcción de viviendas, existen proyectos ambiciosos de ingeniería como la construcción de modernas edificaciones de gran altura y que, gracias a los avances de las tecnologías como hardware y el software, hoy en día es posible realizar cálculos matemáticos y análisis a detalle acerca de las estructuras y el terreno de fundación.

Según los registros históricos de actividades sísmicas en la ciudad de Puno, hasta la fecha aún no se han registrado aceleraciones sísmicas importantes que puedan involucrar la estabilidad física de las viviendas, pero si existen registros de actividad permanente, lo que nos indica que estamos propensos al riesgo sísmico. Además, según la última actualización del R.N.E. del 2016, la ciudad de Puno está considerado en la zona 3. Por lo tanto, cuando se plantea proyectos grandes, estos deben ser evaluados geotécnicamente, es decir la estabilidad física.

A continuación, se describe de manera resumida el contenido del informe acerca del trabajo de investigación.

En el primer capítulo se plantea el problema y los objetivos de investigación, donde el objetivo principal es determinar la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno mediante el método dovelas empleando el programa SLIDE, para lo cual se formula la hipótesis general y específica, se define las variables y el diseño de la investigación tomando en cuenta las técnicas e instrumentos para la recolección de datos, en el capítulo II se describe los antecedentes de la investigación, el marco teórico y conceptual que sirven como sustento para el presente trabajo de investigación.

En el capítulo III se presenta los resultados acerca de la confiabilidad y la validación de los instrumentos para el análisis cuantitativo de las variables. Para lo cual se ha tenido que realizar estudios al detalle de la topografía, geología–

geomorfología, la geodinámica externa, sismicidad, ensayos de campo y laboratorio, finalmente el análisis de estabilidad física asistido por software.

Una vez realizados los trabajos de campo, el procesamiento de datos y la presentación de resultados, en el capítulo IV se hace el proceso de contraste de la hipótesis general y específicas, finalmente en el capítulo V contiene: las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y anexos.

ÍNDICE

DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTO	ii
RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
INTRODUCCIÓN	v
ÍNDICE	vii

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1. Descripción de la realidad problemática.....	1
1.2. Delimitaciones de la investigación.....	2
1.2.1. Delimitación espacial:	2
1.2.2. Delimitación temporal:	3
1.3. Planteamiento de problemas de investigación	3
1.4. Objetivos de la investigación	4
1.5. Formulación de la hipótesis de la investigación	4
1.6. Variables de la investigación	5
1.7. Diseño de la investigación.....	6
1.8. Población y muestra de la investigación	7
1.9. Técnicas e instrumentos para la recolección de datos.....	7
1.10. Justificación e importancia	8
1.11. Normatividad.....	9

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación	10
2.1.1. Antecedentes Internacionales.....	10
2.1.2. Antecedentes Nacionales	10
2.1.3. El área del proyecto.....	11
2.1.4. Topografía de la zona de estudio	12
2.1.5. Factores Ambientales del medio.....	12

2.1.6.	Evaluación geológica.....	16
2.1.7.	Evaluación Sísmica	20
2.2.	Bases teóricas.....	24
2.2.1.	Talud.....	24
2.2.2.	Partes de un Talud	24
2.2.4.	Movimientos del terreno	26
2.2.5.	Reptación ("Creep").....	27
2.2.6.	Deslizamiento Rotacional	28
2.2.7.	Deslizamiento de Traslación.....	29
2.2.8.	Flujos	30
2.2.9.	Zonificación geotécnica	30
2.2.10.	Investigación del subsuelo	30
2.2.11.	Propiedades físicas y mecánicas de las rocas	31
2.2.12.	Ensayos in situ	32
2.2.13.	Ensayo de carga puntual.....	32
2.2.14.	Investigación exploratoria.....	33
2.2.15.	Numero de perforaciones	34
2.2.16.	Ensayo de penetración estándar "SPT".....	35
2.2.17.	Perfil estratigráfico.....	37
2.2.18.	Columna estratigráfica.....	38
2.2.19.	Estratificación	38
2.2.20.	Correlación estratigráfica.....	38
2.2.21.	Estabilidad de taludes	40
2.2.22.	Sismicidad y vulcanismo	41
2.2.23.	Refracción sísmica	41
2.2.24.	Resistencia cortante del suelo.....	42
2.2.25.	Criterios de falla de Mohr-Coulomb.....	42
2.2.26.	Métodos de Límite de equilibrio.....	42
2.2.27.	Métodos de Dovelas.....	43
2.2.28.	Método de Bishop.....	44
2.2.29.	Método de Spencer	45
2.2.30.	Método de Morgenstern y Price.....	46
2.3.	Definiciones de términos básicos.....	47

CAPÍTULO III

PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

3.1. Confiabilidad y validación del Instrumento	51
3.1.1. Levantamiento topográfico.....	51
3.1.2. Investigaciones Geotécnicas	51
3.1.3. Ensayos en laboratorio	62
3.1.4. Estudio geomecánico del macizo rocoso.....	72
3.1.5. Mapeo de unidades geotécnicas	81
3.2. Análisis cuantitativo de las variables	83
3.2.1. Análisis de Estabilidad Física del terreno de fundación	83
3.2.2. Cálculos de análisis de estabilidad mediante SLIDE v.6.0	84
3.2.3. Análisis probabilístico de estabilidad física	96
3.2.4. Cálculo de la capacidad de carga	99
3.2.5. Estimación de máxima capacidad de carga mediante Slide v. 6.0	102
3.2.6. Verificación del diseño de la cimentación	104
3.3. Pruebas de normalidad	106
3.3.1. Análisis de Estabilidad Física	106
3.3.2. Capacidad portante del área de fundación	107
3.3.3. Verificación del diseño de cimentación	107

CAPÍTULO IV

PROCESO DE CONTRASTE DE HIPÓTESIS

4.1. Material Experimental.....	109
4.2. Prueba de la hipótesis general.....	112

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

CONCLUSIONES	114
RECOMENDACIONES	115
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	116
ANEXOS	118

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro N° 01. Operación de variables.....	5
Cuadro N° 02. Datos de temperatura media mensual.....	13
Cuadro N° 03. Datos de precipitaciones mensuales y promedios.....	15
Cuadro N° 04. Parámetros de peligro sísmico del área de estudio.....	23
Cuadro N° 05. Número de puntos de investigación.	34
Cuadro N° 06. Número mínimo de exploraciones.	34
Cuadro N° 07. Ubicación de los puntos de investigación geotécnica.	52
Cuadro N° 08. Coordenadas UTM del ensayo de refracción sísmica.	59
Cuadro N° 09. Resultados de refracción sísmica de ida.	61
Cuadro N° 10. Resultados de refracción sísmica de regreso.....	61
Cuadro N° 11. Determinación de la densidad de la muestra.	64
Cuadro N° 12. Resultados del Ensayo de Carga Puntual.	72
Cuadro N° 13. Caracterización del macizo rocoso - Hoek (2006).	76
Cuadro N° 14. Estimación del GSI para macizos heterogéneos Hoek (2006).	77
Cuadro N° 15. Guía para estimar el factor de alteración D, Hoek (2006).	78
Cuadro N° 16. Propiedades del macizo rocoso.....	79
Cuadro N° 17. Cálculo de RMR.	80
Cuadro N° 18. Resultados del cálculo de RMR.	80
Cuadro N° 19. Propiedades físicas de suelos en el área de estudio.....	82
Cuadro N° 20. Resultado de del análisis de estabilidad en cond. estáticas.....	94
Cuadro N° 21. Resultado del análisis de estabilidad cond. pseudo - estáticas.....	96
Cuadro N° 22. Resultado de capacidad de carga y esfuerzo admisible.....	101
Cuadro N° 23. Resultados de F.S. en la sección A-A'.	102
Cuadro N° 24. El esquema para el diseño factorial completamente al azar. .	109
Cuadro N° 25. Análisis de varianza diseño factorial completamente al azar.	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01. Edificio del C. A. I. de la UNA Puno en proceso de construcción.	3
Figura 02. Ubicación del área del proyecto.	11
Figura 03. Geología regional del área de estudio.	18
Figura 04. Pequeñas evidencias de travertinos en grietas de la caliza.....	19

Figura 05. Mapa de ordenadas espectrales.	21
Figura 06. Mapa de aceleraciones máximas normalizadas.	22
Figura 07. Zonas sísmicas según R.N.E. 2016.	23
Figura 08. Nomenclatura de taludes y laderas.	24
Figura 09. Partes generales de un talud o ladera.	25
Figura 10. Nomenclatura de las partes que conforman un deslizamiento.	25
Figura 11. Esquema de un proceso de reptación.	27
Figura 12. Deslizamiento rotacional típico.	28
Figura 13. Desplazamiento de rotación en una ladera.	29
Figura 14. Deslizamiento de traslación en la vía.	29
Figura 15. Ensayo de carga puntual PLT.	33
Figura 16. Esquema de realización del ensayo de penetración estándar.	35
Figura 17. Tomamuestra ó cuchara SPT. UNE 103-800-92 – ASTM D1586. ...	36
Figura 18. Correlación estratigráfica caso 1.	39
Figura 19. Correlación estratigráfica caso 2.	40
Figura 20. Esquema de un sistema típico de análisis con tajadas o dovelas. ...	43
Figura 21. Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas. 44	
Figura 22. Esquema de fuerzas sobre una dovela método Bishop simp.	45
Figura 23. Paralelismo de las fuerzas entre dovelas método de Spencer.	45
Figura 24. Fuerzas que actúan sobre las dovelas método de Spencer.	46
Figura 25. Plano Topográfico complejo informático de la UNA Puno.	51
Figura 26. Punto de investigación CEI-01.	57
Figura 27. Punto de investigación CEI-02.	57
Figura 28. Equipos para ensayo de refracción sísmica.	60
Figura 29. Esquema del ensayo de refracción sísmica.	60
Figura 30. Ejecución del ensayo de refracción sísmica.	61
Figura 31. Muestra 01, roca caliza muy fisurada.	63
Figura 32. Muestra 02, roca caliza sana con una discontinuidad principal.	63
Figura 33. Esquema del ensayo de corte directo.	65
Figura 34. En azul se aprecia el plástico aislante alrededor.	65
Figura 35. Esquema del equipo de corte directo en diaclasa.	66
Figura 36. Diales de deformación normal y tangencial.	67
Figura 37. Equipo de ensayo de compresibilidad desarmado.	67

Figura 38. Esquema de ensayo de compresibilidad.....	67
Figura 39. Ensayo de expansión controlada.	68
Figura 40. Edómetro para expansión libre.	68
Figura 41. Detalle del odómetro para medir la expansión libre	70
Figura 42. Vista del equipo completo	70
Figura 43. Muestra de roca en el equipo de ensayo carga puntual.....	71
Figura 44. Ensayo de carga puntual en laboratorio.....	72
Figura 45. Plano geotécnico del área de estudio.	83
Figura 46. Función $f(x)$	86
Figura 47. Secciones topográficas críticas.....	87
Figura 48. Secciones geotécnicas.	88
Figura 49. Definición de las propiedades de los materiales.	89
Figura 50. Ingreso de carga de sismo en el programa Slide.....	91
Figura 51. Configuración del tipo de falla en el programa Slide.....	92
Figura 52. Elección del método de análisis en el programa Slide.	92
Figura 53. Sección Analizada A-A' – Condición estática ($FS > 1.5$, Estable).....	93
Figura 54. Sección Analizada B-B' – Condición estática ($FS > 1.5$, Estable).....	93
Figura 55. Sección Analizada A-A' – Cond. pseudo estática ($FS > 1$, Estable). 95	
Figura 56. Sección Analizada B-B' – Cond. pseudo estática ($FS > 1$, Estable). 95	
Figura 57. Resumen de resultados después de análisis probabilística.....	97
Figura 58. Histograma de Factor de Seguridad.	98
Figura 59. Gráfico acumulativo de factor de seguridad.....	98
Figura 60. Gráfico de Convergencia – Probabilidad de Falla.....	99
Figura 61. Regresión lineal en análisis en condición estática.	102
Figura 62. Regresión lineal en análisis en condición Pseudo estática.	103
Figura 63. Cimentación vista en planta.	105
Figura 64. Detalle de capitel en la cimentación.....	105
Figura 65. Resultado del análisis de estabilidad física del terreno.....	106
Figura 66. Estimación de la máxima capacidad de carga.	107
Figura 67. Medias marginales estimadas de resultados.	110
Figura 68. Puntajes prom. obtenidos en el proceso de experimentación.....	112

CAPÍTULO I:

PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1. Descripción de la realidad problemática

Puno como ciudad se encuentra ubicado a lo largo de la bahía interior de Puno del lago Titicaca con una geomorfología local variada y una topografía moderadamente accidentada y por ende con pendientes pronunciadas en algunas zonas lo que hace que las construcciones en su mayoría están ubicadas en superficies inclinadas por falta espacios planos. En los últimos años las edificaciones pasaron a una etapa de modernización por la misma necesidad de contar con más espacios llegándose a construir edificios de gran altura superando inclusive a los 10 pisos, entre ellos se tiene al edificio del complejo académico informático de 15 pisos de la Universidad Nacional del Altiplano ubicado en la ciudad universitaria de la ciudad de Puno.

Si bien es cierto, casi todas estas edificaciones de la ciudad de Puno cuentan con un diseño estructural y estudio de suelos adecuado, pero en su mayoría de una manera muy puntual y/o local, por lo que, ante una actividad sísmica de gran magnitud comprometería la estabilidad física del terreno a nivel global y la misma estructura, es decir, la generación de deslizamientos del terreno.

Se presentan algunos de los problemas que un ingeniero de estructuras debe analizar para la toma de decisiones en las construcciones sobre taludes o pendientes inclinados. Entre los problemas identificados se encuentran los problemas de estabilidad física de taludes locales y globales, el efecto de las cargas de cimientos sub-superficiales y de cimientos profundos sobre la estabilidad de un talud.

La diferencia fundamental de un cimiento en terreno plano y uno sobre un talud o ladera es la falta de confinamiento lateral para el suelo de fundación

en el caso de un talud. Esta falta de confinamiento puede generar los siguientes problemas:

- La disminución de la capacidad de soporte del suelo de cimentación debida a la presencia de una topografía inclinada.
- La variación de los módulos de reacción del suelo a medida que la cimentación se acerca al talud, lo cual puede inducir asentamientos diferenciales.
- La falla de los taludes al cortante, la cual se evalúa mediante sistemas de equilibrio límite.

1.2. Delimitaciones de la investigación

1.2.1. Delimitación espacial:

El trabajo de investigación se llevará a cabo en el edificio que corresponde al complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno.

a) Ubicación política

Políticamente se encuentra ubicada en:

Lugar : Ciudad universitaria UNA Puno
Distrito : Puno
Provincia : Puno
Departamento : Puno

A 2.4 kilómetros aproximadamente de la plaza de armas de Puno.

b) Ubicación geográfica

Geográficamente está en la parte Nord Este de la ciudad de Puno y comprendida en las coordenadas geográficas en el sistema WGS - 84:

- 70° 00' 47.44" de Longitud Oeste.
- 15° 49' 31.20" de Latitud Sur.
- 3 834 msnm de Altitud. (Google Earth 2016)



Figura 01. Edificio del C. A. I. de la UNA Puno en proceso de construcción.

1.2.2. Delimitación temporal:

La investigación se realizó a partir de abril del 2017 hasta agosto del 2017, tiempo que permitió la ejecución del proyecto que consiste en los trabajos de campo, análisis e interpretación de los resultados y la elaboración final del informe de tesis.

1.3. Planteamiento de problemas de investigación

El presente proyecto de investigación nos permitirá responder principalmente a la siguiente interrogante:

¿Cómo es la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno?

También se responderá a las siguientes interrogantes específicas:

- ¿Cuál es el factor de seguridad estático y pseudo-estático en la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno?
- ¿Cuál es la capacidad portante del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno?
- ¿Cómo es el diseño de la cimentación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno?

1.4. Objetivos de la investigación

1.4.1. Objetivo general

Determinar la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno mediante el método dovelas empleando el programa SLIDE.

1.4.2. Objetivos específicos:

- Encontrar el factor de seguridad estático y pseudo-estático en la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno.
- Determinar la capacidad portante del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno.
- Verificar el diseño de la cimentación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno.

1.5. Formulación de la hipótesis de la investigación

1.5.1. Hipótesis general

Con el programa SLIDE se determina la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno.

1.5.2. Hipótesis específicas

- Utilizando el programa SLIDE se determina el factor de seguridad estático y pseudo-estático en la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno.
- Se determina la capacidad portante del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno.
- Se verifica el diseño de la cimentación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno.

1.6. Variables de la investigación

1.6.1. Variable independiente

Propiedades del terreno

Indicadores:

- Peso unitario del terreno
- Cohesión
- Ángulo de fricción
- Nivel freático
- Humedad
- Pendiente del terreno

1.6.2. Variable dependiente

Estabilidad física y comportamiento del terreno

Indicadores:

- Factor de seguridad estático y pseudo-estático
- Capacidad portante del terreno
- Diseño de la cimentación

1.6.3. Operación de las variables

Cuadro N° 01. Operación de variables.

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS	VALORACIÓN
VARIABLES INDEPENDIENTE: Propiedades del terreno	Peso unitario del terreno	Densidad	Ensayo de laboratorio	gr/cm ³
	Cohesión	Adherencia	Ensayo de laboratorio	Kg/cm ²
	Ángulo de fricción	Rozamiento	Ensayo de laboratorio	°
	Nivel freático	Agua subterránea	Medición	m
	Humedad	Presencia de agua	Ensayo de laboratorio	%
	Inclinación	Pendiente	Topografía	%

VARIABLES DEPENDIENTES: Estabilidad física y comportamiento del terreno de fundación	Factor de seguridad estático y pseudo-estático	Deslizamiento o falla	Cálculo por el método dovelas	Adimensional
	Capacidad portante del terreno.	Técnicas	Cálculos	Kg/cm ²
	Diseño de la cimentación	Altura desde la superficie crítica	Medición directa en el programa	m

1.7. Diseño de la investigación

1.7.1. Tipo de investigación

Investigación Aplicada

1.7.2. Nivel de investigación

El presente trabajo tendrá un estudio a nivel de analítico experimental.

1.7.3. Metodología de la investigación

La metodología seguida para la ejecución del estudio, se ha basado en las siguientes actividades:

- a) Recopilación de información existente de la zona de estudio en campo y gabinete.

En esta etapa, se acudió a los diferentes tipos de información existente a cerca de los análisis de estabilidad de taludes y estudio de suelos, así como por ejemplo tenemos: trabajos de investigación, experimentos y algunos reportes e informes técnicos; lo que sirvió como referencia en la elaboración del proyecto planteado.

Por otra parte, también se hizo el reconocimiento de terreno que consistió en el recorrido en-situ del ámbito de estudio, para así tener una idea más clara acerca de la delimitación y alcance del proyecto de investigación.

- b) Hacer ensayos directos tales como:

- ✓ Excavaciones a cielo abierto.

- ✓ Ensayos de penetración estándar (SPT)
- ✓ Densidad de campo in situ.
- c) Ensayos indirectos, tales como:
 - ✓ Ensayos geofísicos (Líneas de Refracción sísmica).
- d) Con las muestras obtenidas de los ensayos de campo:
 - ✓ Ejecución de ensayos de laboratorio.
- e) Con los resultados y procesamiento, obtener:
 - ✓ Determinación de los parámetros físico-mecánicos del terreno (suelo, roca).
 - ✓ Valores de capacidad admisible para las estructuras.
 - ✓ Determinación de parámetros sísmicos.
 - ✓ El Análisis de estabilidad de taludes.
 - ✓ El diseño de la cimentación.
 - ✓ Brindar recomendaciones para el proceso constructivo.

1.8. Población y muestra de la investigación

1.8.1. Población

Como el trabajo de investigación está en el rubro de la ingeniería civil no habrá población.

1.8.2. Muestra

Como muestra son las calicatas ubicadas en los diferentes puntos estratégicos para realizar la toma de datos en campo y los ensayos en laboratorio.

1.9. Técnicas e instrumentos para la recolección de datos

1.9.1. Técnicas

- Levantamiento topográfico
- Levantamiento geológico (mapeo, refracción sísmica y otros)
- Caracterización geotécnica

1.9.2. Instrumentos

a) Materiales

- Planos e informes existentes.
- Imagen satelital
- Materiales para de topografía en campo.
- Materiales de escritorio.

b) Herramientas

- 01 picos y 01 pala
- 01 Martillo de geólogo
- 01 Cinta métrica de 5m

c) Hardware

- 01 computadora i7
- 01 impresora para formatos A3 y A4.
- 01 ploter.
- 01 escaner.

d) Software

- Slide v 6.0
- Auto CAD Civil 3D 2017
- M.S. Office 2013

e) Equipos

- 01 Estación Total Topcon OS 105
- 01 GPS navegador Garmin map 60CSx
- 01 Cámara fotográfica Samsung de 8 mp

1.10. Justificación e importancia

En la ciudad de Puno uno de los problemas más comunes que se presentan en las edificaciones son la presencia de fisuras y agrietamientos en los elementos estructurales, en su mayoría son causados por asentamientos diferenciales en los cimientos y otros por un mal diseño estructural. En el área de estudio actualmente existen edificaciones de tipo aporticada y de albañilería confinada antigua y reciente que presentan problemas de

fisuramiento entre ellos el edificio de taller de mantenimiento, en el segundo nivel se aprecia que la losa de piso se ha rajado mostrando un descenso angular hacia el sur en media habitación del segundo nivel. Este asentamiento posiblemente se debe a que la estructura está parcialmente apoyada sobre el macizo rocoso y sobre el lecho fangoso de la zona inferior.

La estructura del nuevo edificio aun no presenta fallas ni fisuras, pero la vivienda para docentes que fue parcialmente demolida para la construcción de nuevo edificio, presenta fisuras.

Por otra parte, la edificación nueva de la escuela de post-grado viene mostrando fisuras en la junta de dilatación del edificio, estas podrían ser causadas por el funcionamiento natural de la junta.

Las metodologías de cálculo utilizadas para analizar la estabilidad física del terreno, basadas en el método de dovelas, sigue siendo el de mayor uso, incrementándose aún más con la incorporación de herramientas computacionales. Por ello, en esta investigación se empleará el software Slide 6.0, el cual se basa en 3 parámetros del suelo (densidad, cohesión y ángulo de fricción).

Con el perfil estratigráfico que se obtiene con los trabajos de campo, el software realiza una simulación de los puntos de falla, es por eso que se puede determinar los factores de seguridad en dos escenarios: estático y pseudo-estático.

1.11. Normatividad

El presente estudio está sujeto a las normas de diseño sismoresistente E-030, suelos y cimentaciones E-050 del reglamento nacional de edificaciones vigente, así como las normas ASTM (American Society for Testing Materials).

CAPÍTULO II:

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. Antecedentes Internacionales

(CODINA, 2005) desarrolló un estudio denominado "Proyecto de estabilidad de taludes en el municipio de Santa Tecla – El Salvador", cuyo objetivo consiste en el estudio de sostenimiento de tres taludes que se consideran de alto riesgo geológico debido a la alta probabilidad de deslizamiento que los caracteriza, para lo cual utiliza la metodología de Bishop y Morgenstern & Price, basado en el método de las dovelas. Así mismo incluye tres propuestas de obras de sostenimiento de taludes. Con el aporte de éstas al proyecto, se espera aportar soluciones a la Alcaldía de Santa Tecla (El Salvador) para que de esta manera se pueda solventar un grave problema que amenaza a gran parte de las comunidades rurales que forman esta provincia salvadoreña como es el riesgo de deslizamientos de taludes naturales.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

(GRANADOS, 2006) realizó un estudio sobre "ESTABILIZACIÓN DEL TALUD DE LA COSTA VERDE EN LA ZONA DEL DISTRITO DE BARRANCO - Lima" con la finalidad de desarrollar el análisis y diseño de ingeniería, así como el presupuesto de una solución para estabilizar, bajo las condiciones críticas de un sismo, un tramo representativo de 560 metros de longitud del talud de la Costa Verde, ubicado en el distrito de Barranco y medidos en la dirección de la vía costanera, aproximadamente entre 'la bajada de los baños' y 'Armendáriz'.

Con el estudio se demuestra que el tramo en estudio fallaría en condiciones sísmicas importantes (aceleraciones de suelo mayores a 0.27g), poniendo en grave peligro vidas humanas y propiedades privadas que recientemente están siendo construidas a 20m del pie del

talud, por lo que es necesario proponer soluciones de estabilización del talud de la Costa Verde en las zonas que lo requieran luego de un estudio profundo.

La propuesta corresponde a un movimiento masivo de tierras (reducción de la pendiente y por lo tanto aumento del Factor de Seguridad) para la estabilidad global y posteriormente la utilización de Geomallas y Geomantos que ayudarán a la vegetalización de la zona mediante la siembra de césped en semilla sobre una capa de suelo vegetal que será colocado sobre el conglomerado.

2.1.3. El área del proyecto

El trabajo de investigación se llevó a cabo en el edificio de 15 pisos que corresponde al complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno, ubicado dentro del campus universitario, exactamente en el sector este, al costado de la escuela de post grado, tiene una extensión de 30 000 m², es decir está delimitado por un polígono regular de forma rectangular con las siguientes medidas: de sur a norte tiene 200m y Oeste a Este tiene 150m. Ésta área es lo mínimo y necesario que se requiere para realizar un adecuado análisis de estabilidad física, debido a la magnitud del edificio a estudiar.



Figura 02. Ubicación del área del proyecto.

Fuente: Google Earth 2017, el círculo amarillo indica el área del proyecto, línea roja campus UNA - Puno.

El lago Titicaca se encuentra a considerable distancia, pero la planicie que conforma su orilla llega hasta pocos metros del montículo sobre el cual se ubica el edificio. El área está ocupada por edificaciones antiguas de la universidad.

2.1.4. Topografía de la zona de estudio

El terreno de la ciudad universitaria se desarrolla entre los niveles 3808 y 3896 m.s.n.m. entre la orilla del lago Titicaca y la cima de la montaña donde está ubicado el bosque.

El plano topográfico del área de estudio, nos muestra niveles que van desde 3810 a 3834 m.s.n.m. con una topografía relativamente plana en la zona sur con una pendiente aproximadamente de 1% y ligeramente empinada en la parte alta zona norte con una pendiente promedio de 20%.

2.1.5. Factores Ambientales del medio

2.1.5.1. Clima

El clima de la zona en estudio es frío y seco, moderadamente lluvioso y con amplitud térmica moderada, al ubicarse a orillas del lago.

a) Temperatura

La temperatura es considerada como el factor determinante y decisivo de las diversas etapas del ciclo hidrológico.

El análisis de la temperatura media mensual se efectuó a partir de la información del SENAMHI – CP – 120708 – PUNO, de un registro climatológico de 20 años (1984 – 2003) Cuadro N° 02, en la cual se indica que la temperatura media mensual en la ciudad universitaria oscila entre 6.10°C y 10.88°C; registrándose temperaturas altas mayores al promedio en los meses de noviembre, diciembre, enero y febrero con 10.38°C, 10.88°C,

10.35°C y 10.11°C respectivamente y una disminución de temperaturas en los meses de junio con 6.11°C y julio con 6.10°.

Cuadro N° 02. Datos de temperatura media mensual.

TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (°C)

ESTACIÓN: CP-120708
 PARÁMETRO: TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (°C)
 LATITUD: 15°49'34.5" DEPARTAMENTO: PUNO
 LONGITUD: 70°00'43.5" PROVINCIA: PUNO
 ALTITUD: 3820.00 m.s.n.m. DISTRITO: PUNO

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MEDIA ANUAL
1984	9.20	9.10	9.60	8.80	7.70	6.70	5.40	6.40	8.50	8.70	9.90	10.30	8.36
1985	9.60	9.20	9.70	9.00	7.80	6.30	5.30	7.00	7.20	9.60	9.70	10.00	8.37
1986	9.60	9.20	9.20	8.80	6.10	5.60	4.40	6.30	8.00	8.70	8.60	9.10	7.80
1987	10.00	9.80	9.40	9.00	8.00	6.20	5.80	7.20	7.40	8.40	9.60	10.00	8.40
1988	10.60	10.50	10.00	9.30	7.90	5.60	5.90	0.00	8.80	9.50	10.80	11.40	8.36
1989	9.60	9.40	9.30	8.60	7.30	0.00	5.30	7.10	9.10	9.40	10.30	10.20	7.97
1990	10.00	9.70	9.60	9.00	8.00	5.80	5.90	6.60	8.70	10.00	9.60	10.80	8.64
1991	10.20	10.50	9.90	9.00	7.10	5.40	5.60	6.70	7.80	9.70	9.90	10.50	8.53
1992	9.80	9.80	9.80	9.50	8.20	6.50	5.80	6.10	7.80	9.50	9.50	10.20	8.54
1993	9.60	9.50	9.50	9.60	8.00	5.90	7.20	7.50	8.40	9.20	9.70	10.50	8.72
1994	10.90	10.30	9.70	9.50	7.70	6.10	6.40	7.40	9.00	9.90	10.80	11.60	9.11
1995	11.10	10.10	10.00	9.90	8.00	6.50	7.00	7.60	9.10	10.00	10.90	10.90	9.26
1996	10.80	10.40	10.70	9.80	8.10	6.40	4.50	6.20	8.70	9.80	10.40	10.80	8.88
1997	9.75	9.00	8.90	7.55	7.05	5.95	6.85	6.90	8.95	9.90	10.60	12.10	8.63
1998	12.30	12.40	11.65	10.90	8.50	7.80	7.15	8.90	9.85	11.00	11.60	13.20	10.44
1999	11.05	10.30	10.35	9.90	8.25	6.70	7.85	8.70	9.65	10.40	11.10	11.90	9.68
2000	10.70	10.30	10.30	9.75	9.00	7.35	6.45	8.30	9.90	9.60	10.70	10.20	9.38
2001	9.70	10.40	9.90	9.60	8.00	7.50	6.30	7.10	9.50	10.20	11.60	10.80	9.22
2002	11.10	10.80	10.80	9.90	8.60	7.50	6.10	7.80	9.30	10.15	11.00	11.20	9.52
2003	11.40	11.40	10.60	9.60	8.10	6.30	6.70	7.40	8.20	10.05	11.20	11.80	9.40
MEDIA	10.35	10.11	9.95	9.35	7.87	6.11	6.10	6.86	8.69	9.69	10.38	10.88	8.86

FUENTE: SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA - SENAMHI, n = 20 años

b) Hidrología

El área donde se encuentra la Universidad Nacional del Altiplano Puno, se encuentra rodeado de dos pequeñas microcuencas denominados "Llavini" y "San José" en el estudio realizado por Salas P.M. (1992) "Hidrología de drenaje superficial de microcuencas aledañas de la ciudad de Puno" se determinó que

en las épocas de avenidas se descarga un caudal de escorrentía superficial entre 6.65 y 9.96 m³/s. en un área receptora de 324.20 Ha. Por lo que es considerado uno de los integrantes del sistema hidrográfico del Lago Titicaca; que en época de avenida desemboca considerables volúmenes de agua en la bahía del Lago Titicaca, a través de un colector natural no bien definida.

El sistema de drenaje superficial existente en la microcuenca Llavini es irregular debido a la falta de un curso de desagüe bien definido, se ve inundado la parte baja de la microcuenca, es el caso, la entrada principal a la ciudad universitaria en periodos de lluvias existe presencia de aguas turbias con materiales de acarreo y todo el producto de la erosión.

Las lluvias de altas intensidades en los meses de enero, febrero, marzo y parte de abril, ocasionan la elevación del nivel freático, debido a que existen una combinación de suelos arcillosos sea con limo arena o grava, limo arenoso y terrenos que forman planicies aluviales con pendientes mínimas.

Para la evaluación hidrológica superficial de la zona en estudio, se utilizó datos de registros meteorológicos de la Oficina de Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI – Puno (Estación San José) de un promedio de 20 años (Ver Cuadro N° 03).

Del resultado de 20 años hidrológicos, se observa que la época de lluvias se inicia con mayor frecuencia desde el mes de diciembre con una precipitación promedio de 84.53 mm y se prolonga hasta el mes de abril con 65.58mm, alcanzando mayor intensidad en enero, febrero y marzo con 180.10mm, 163mm y 137.99mm, respectivamente; produciéndose los valores más bajos en los meses de junio y julio con 8.33mm y 2.86mm, respectivamente siendo además de esos los meses más fríos. (Fuente: SENAMHI).

Cuadro N° 03. Datos de precipitaciones mensuales y promedios.

PRECIPITACIONES MENSUALES Y PROMEDIOS (mm)

ESTACIÓN: CP-120708
 PARÁMETRO: PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm)
 LATITUD: 15°49'34.5" DEPARTAMENTO: PUNO
 LONGITUD: 70°00'43.5" PROVINCIA: PUNO
 ALTITUD: 3820.00 m.s.n.m. DISTRITO: PUNO

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1984	318.90	330.10	223.00	44.40	18.30	4.20	3.70	25.60	0.00	157.50	68.80	96.20	1290.70
1985	130.00	337.60	123.30	90.70	24.90	27.30	0.00	8.20	40.10	32.70	123.50	134.20	1072.50
1986	145.10	251.10	221.20	105.80	0.10	0.00	5.20	12.00	42.00	4.20	9.20	131.50	927.40
1987	224.30	71.50	73.80	44.20	1.70	3.80	12.50	0.00	4.30	58.40	110.80	25.40	630.70
1988	213.40	78.50	228.90	72.90	23.30	0.00	0.30	0.00	20.50	70.50	45.50	99.10	852.90
1989	203.80	129.90	137.10	100.90	0.00	0.40	1.70	14.70	17.60	14.20	21.40	42.90	684.60
1990	167.20	22.40	59.90	43.00	12.10	54.70	0.00	11.80	10.10	107.90	94.50	63.20	646.80
1991	124.10	67.70	185.80	46.20	6.80	33.60	0.00	3.00	14.70	20.40	44.20	50.30	596.80
1992	66.00	89.70	15.70	38.80	0.00	0.50	2.30	42.20	0.00	34.40	29.40	55.10	374.10
1993	175.60	100.70	107.00	52.50	6.60	1.10	0.00	37.90	18.00	69.10	79.20	111.50	759.20
1994	180.00	183.10	113.30	116.20	29.90	0.40	0.00	0.00	18.30	36.60	52.60	73.20	803.60
1995	122.70	119.70	124.00	2.10	4.10	0.00	0.00	7.80	21.90	20.20	35.20	80.20	537.90
1996	252.70	130.50	126.00	76.30	0.00	0.00	2.90	12.80	25.90	42.90	88.30	153.60	911.90
1997	239.60	213.20	98.60	88.60	0.90	0.00	0.00	21.90	108.20	30.10	62.90	44.90	908.90
1998	122.90	188.80	106.90	41.50	0.20	10.20	0.00	1.10	5.70	35.60	65.80	39.80	618.50
1999	193.70	244.50	202.00	86.00	7.50	0.00	1.50	1.90	16.10	150.30	32.00	68.40	1003.90
2000	167.10	210.00	105.10	40.30	0.40	2.30	4.20	17.90	14.60	95.80	13.90	69.00	740.60
2001	250.80	214.60	224.10	69.80	12.20	2.20	0.00	12.50	27.10	68.40	56.20	81.00	1018.90
2002	129.60	180.00	170.60	105.30	15.40	21.10	22.70	30.50	11.60	66.10	43.80	139.20	935.90
2003	174.50	114.40	113.40	46.10	36.70	4.80	0.20	9.60	42.90	25.40	14.30	131.80	714.10
MÁXIMA	318.90	337.60	228.90	116.20	36.70	54.70	22.70	42.20	108.20	157.50	123.50	153.60	1290.70
MÍNIMA	66.00	22.40	15.70	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.20	9.20	25.40	374.10
PROMEDIO	180.10	163.90	137.99	65.58	10.06	8.33	2.86	13.57	22.98	57.04	54.58	84.53	801.50

FUENTE: SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA - SENAMHI, n = 20 años

2.1.5.2. Flora

La ciudad universitaria tiene variedad de vegetaciones, existen dos zonas: la zona del bosque donde encontramos: Ciprés, Pino, Eucalipto y Kolli; y zona de planicie donde encontramos plantas arbustivas como: Ciprés, Pino, Retamas, que sirven con cerco vivo, también existen álamos y plantas ornamentales como: ilusiones de maría, rosas, geranios, boca de sapo, y otros. Por otro lado, en la

parte baja existen vegetaciones como: totorilla, dactyles grama dulce fastucosillusillu y otros que están dispersos en las zonas libres.

2.1.5.3. Fauna

En la parte alta del área de estudio se caracterizan por poseer predominancia las aves como: palomas, pájaros carpinteros, y otros. La parte baja presenta poca variedad de especies entre ellos se tiene a ratones, lagartijas, sapos, renacuajos, gatos, perros y otros.

2.1.6. Evaluación geológica

2.1.6.1. Geomorfología general

Dentro de un marco geomorfológico general, el área de estudio queda emplazada en la unidad geomorfológica de la cordillera occidental y altiplano al oeste del lago Titicaca. La zona de estudio está representada por un paisaje de llanura fluvio-aluvial-Lacustre, con una topografía de baja pendiente (Plana) colinas y laderas.

2.1.6.2. Geología

Las formaciones geológicas pertenecen el Terciario Medio Superior, siendo mayormente las rocas de origen metamórficas y sedimentarias. A las orillas del Lago Titicaca se encuentran piedras calizas del grupo Copacabana con abundantes fósiles que serían parte de la transgresión marina del Pérmico, hace 280 millones de años. Estos fósiles se concentran principalmente en Vilquechico y en la Laguna Umayo. Así mismo, se encuentran derrames andesíticos y piroclásticos de la formación Sillapaca, del Terciario Superior (12 millones de años) y arcillas pleistocénicas de la formación Azángaro.

2.1.6.3. Geología de la región norte del lago Titicaca – Salomón Rivas, 1968

Zona caprichosamente plegada y fallada de sedimentos devónicos hasta modernos; con énfasis en estratigrafía y señalando por

primera vez, la importancia potencial de los hidrocarburos en el altiplano. Tomando en cuenta el campo petrolífero de Pirin, donde el oeste altiplánico, sería zona interesante para la exploración. Se explica la fisiografía y la estratigrafía para dar un conocimiento de base en el desarrollo de la estructura y la geología económica del área.

La secuencia estratigráfica estudiada tiene un espesor de 5509m y comprende:

1. Sedimentos Devóricos: areniscas marrón claras y lutitas gris oscuras
2. Rocas Carboníferas de areniscas gruesas marrón verdes
3. Un Pérmico de calizas fosilíferas, areniscas y yeso
4. El cretácico Medio con areniscas marrón claras y lutitas rojas, en medio la caliza Ayabacas, blanca grisácea, como horizonte guía. El Cretácico Superior, con el grupo Suches de areniscas rojas; la formación Ococoya de areniscas abigarradas y algo de calizas lacustres, y la formación Huayrapata con areniscas macizas marrón claras.
5. Rocas Terciarias de conglomerados y areniscas gruesas marrón oscuras rojizas, luego rocas volcánicas aisladas en pequeños conos y arcillas laminadas lacustres de la formación Azángaro.
6. Un Cuaternario altiplánico de morrenas glaciales, coluvios y Aluvios.

Los estudios existentes (SERVANT, FONTES, 2010) muestran que durante el Pleistoceno superior se sucedieron varias fases glaciares que determinaron una progresiva reducción de la superficie lacustre, que al comienzo del Pleistoceno se nivelaba alrededor de 200m por encima de su nivel actual, con un área de más 50 000 Km², contra aproximadamente 8 400 actuales. Los lagos más antiguos del cuaternario (Mantaro y Cabana) ocupaban todo el altiplano, el cual

ya formaba una cuenca endorreica. Los posteriores lagos Ballivian, al norte y Escara al sur, estaban separados por el paso de Ulloma – Callapa. Sin embargo, en la época del lago Minchin toda el área comenzó a tributar hacia los salares de Copaisa y otras depresiones meridionales. En algunos periodos del Peistoceno, el lago Titicaca alcanzó niveles bastante más bajos que los actuales, de manera especial durante las glaciaciones (algunos autores hablan de 60m). En el Haloceno, las investigaciones arqueológicas y los datos de espesor de aluviones muestran que el nivel del Lago alcanzó fluctuaciones cercanas a los 30 m. Hace 500 años el nivel del Lago era mayor que el actual, en unos pocos metros. Durante los periodos de descenso el clima era seco y el Desaguadero no llevaba agua fuera de la cuenca endorreica del Titicaca.

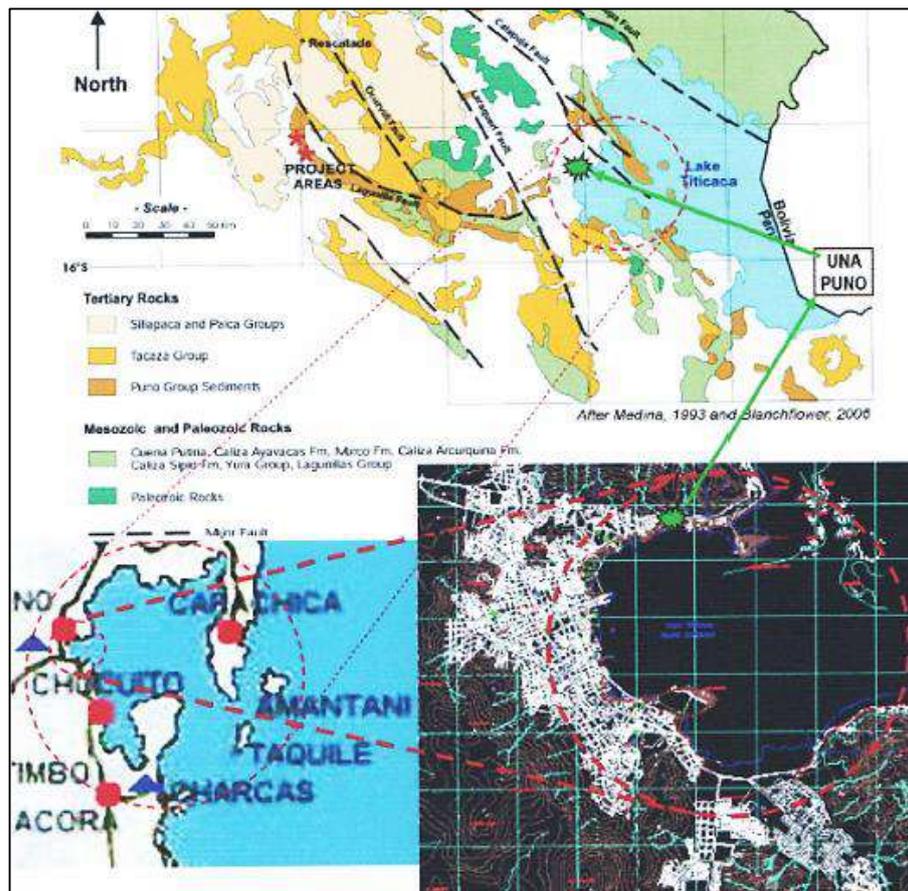


Figura 03. Geología regional del área de estudio.

Fuente: INDEPENDENT TECHNICAL REPORT ON THE HABANERO AND EL ROJO PROPERTIES, Ocuvi, Lampa, Puno, Perú for Capella resources Ltd. – Vancouver, B.C., Canada November, 20, 2010.

Los mapas muestran la ubicación del proyecto con referencia al lago y a la geología del sector. Los estudios anteriores del proyecto indentifican a la roca caliza como perteneciente a la formación Calizas Ayabacas.

2.1.6.4. Geodinámica

Según el estudio geotécnico del complejo académico informático UNA – Puno, 2012; La ubicación y estado actual del promontorio donde se ubica el edificio no está expuesta a la erosión ni sedimentación, tampoco existe la posibilidad de deslizamientos de taludes ni inundación por lo que es un área que se puede considerar segura ante desastres naturales.

Las formaciones calizas presentan siempre el riesgo de que se presenten fenómenos de karstificación que son cavernas subterráneas formadas por disolución de la roca producida por agua subterránea que circula. Las prospecciones geofísicas de refracción sísmica realizadas indican que no existen tales vacíos en el macizo estudiado. Sin embargo, se ha encontrado pequeñas grietas con acumulaciones de dolomita y travertinos que son típicas disposiciones que precipitan en aberturas o vacíos de la caliza.



Figura 04. Pequeñas evidencias de travertinos en grietas de la caliza.

Fuente: Estudio geotécnico del complejo académico informático de la
UNA – Puno, 2012.

Estos indicios muestran que siempre existe el riesgo de que se forme vacíos de disolución en la roca, que los existentes son muy pequeños y no afectan a la estabilidad del edificio pero que debe protegerse el área circundante para evitar toda fuente de filtración de agua. Las aguas que más rápidamente disuelven la roca son las aguas ácidas como las de lluvia y las aguas servidas.

Las intrusiones de roca blanda en forma de arcilla y limos de colores marrón rojizo oscuro, marrón amarillento, no son lutitas, puesto que la estructura similar a la roca caliza en cuanto a dirección de estratigrafía y diaclasas indica que no son suelos transportados si no suelos residuales, producto de la acción del agua en tiempos en que las orillas del lago alcanzaban dichos niveles. Por esto se presentan solo en el perímetro del promontorio rocoso que alguna vez fue una pequeña península.

2.1.7. Evaluación Sísmica

La información más reciente referida a peligrosidad sísmica para la zona se encuentra en la ponencia "Peligrosidad Sísmica en el Sur del Perú" (D. López y J. Olarte – CISMID – UNI – 2001) en la que se realiza un análisis de la distribución espacial de la sismicidad tanto en planta como en profundidad, así como un análisis estadístico que establece gráficas y ecuaciones de periodos de retorno para trabajos de predicción sísmica (Ver la figura 05).

Para la zona en estudio se puede observar una aceleración sísmica de:

$$a = 0.34g$$

Correspondiente a un periodo de exposición de 50 años y una probabilidad de excedencia de 10%.

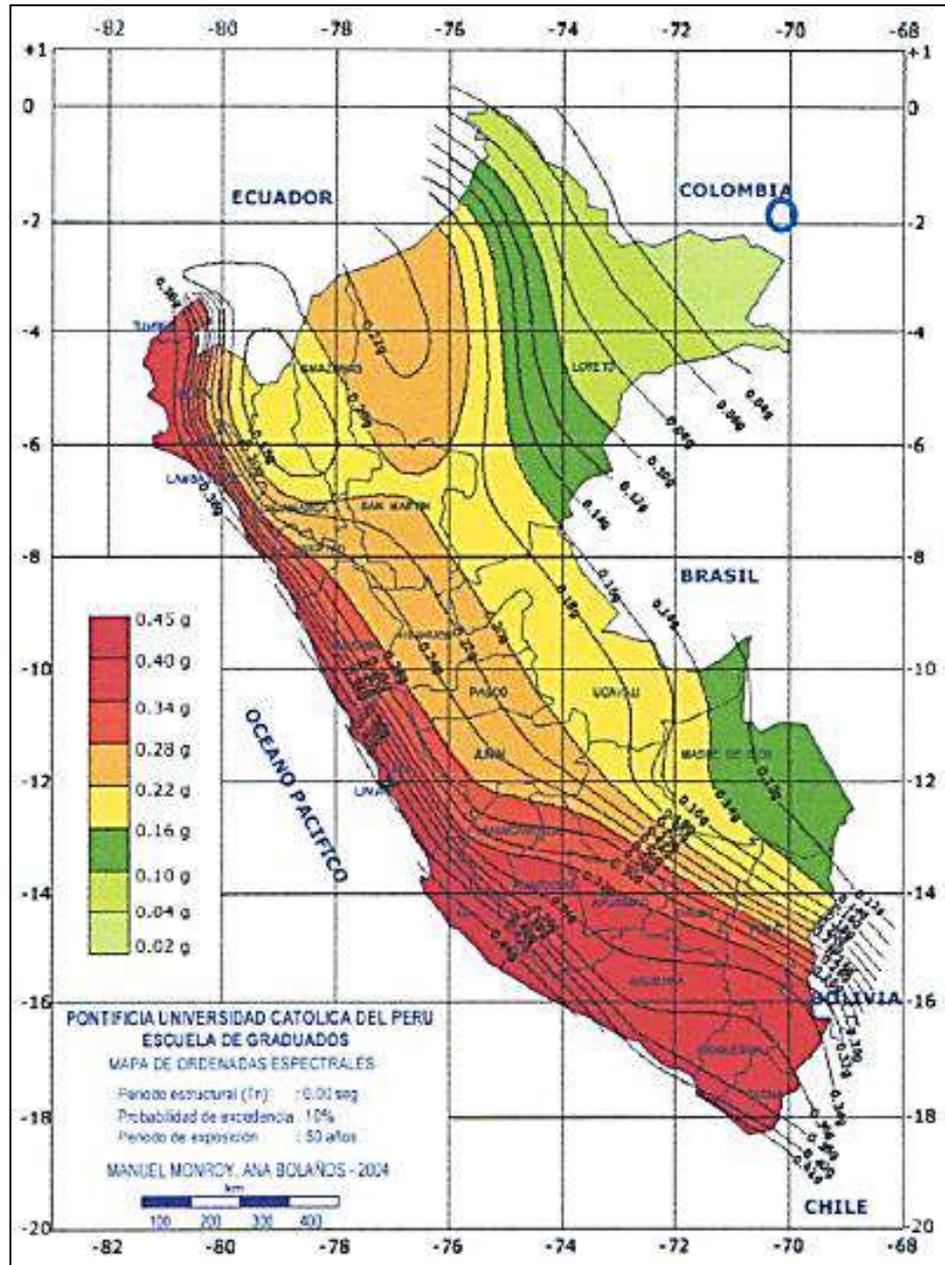


Figura 05. Mapa de ordenadas espectrales.

Fuente: Manuel Monroy, Ana Bolaños – 2004

2.1.7.1. Aceleraciones máximas normalizadas

En el mapa de aceleraciones máximas normalizadas publicado por la Pontificia Universidad Católica del Perú, que se adjunta en la página siguiente, se observa que a la zona del proyecto le corresponde:

$$a_{MAX} = 0.21g$$

Este valor es algo inferior a los valores reportados por las otras fuentes de información debido a que se refiere a los máximos valores registrados en la zona, mientras que los otros calculan la máxima aceleración que podría registrarse en el futuro.

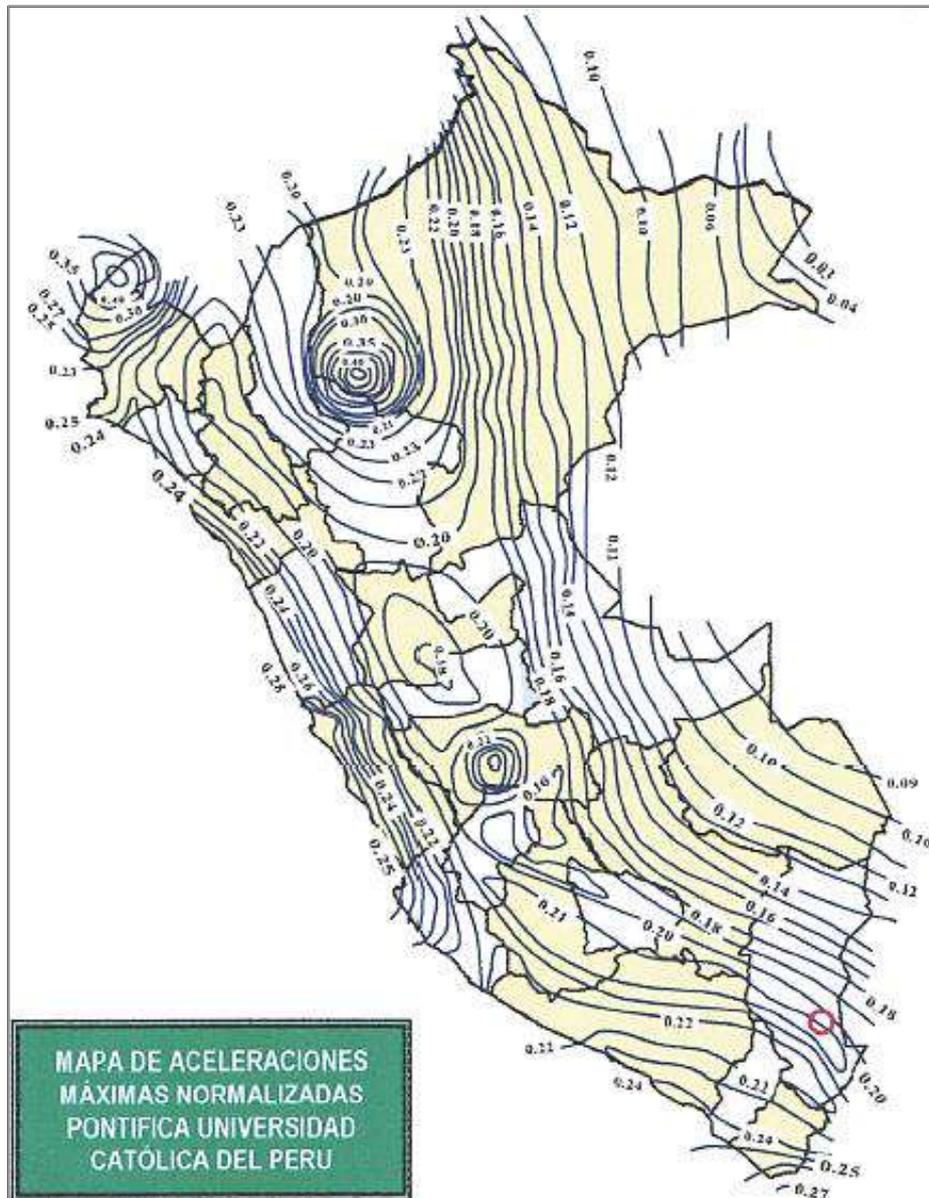


Figura 06. Mapa de aceleraciones máximas normalizadas.
Fuente: Universidad católica del Perú

2.1.7.2. Sísmica según RNE

De acuerdo al reglamento Nacional de Edificaciones (2016), considerando el suelo del sitio observada, al proyecto le corresponden los siguientes parámetros:

Cuadro N° 04. Parámetros de peligro sísmico del área de estudio según RNE 2016.

Zona:	3	Mapa de zonificación sísmica
Factor de Zona	0.35	Tabla 1
Perfil de Suelo	Tipo 1	Roca o suelos muy rígidos
Parámetro del suelo (Tabla N° 02, RNE)	$T_p = 0.4s$ $S = 1.0$	Periodo predominante Factor de amplificación del suelo

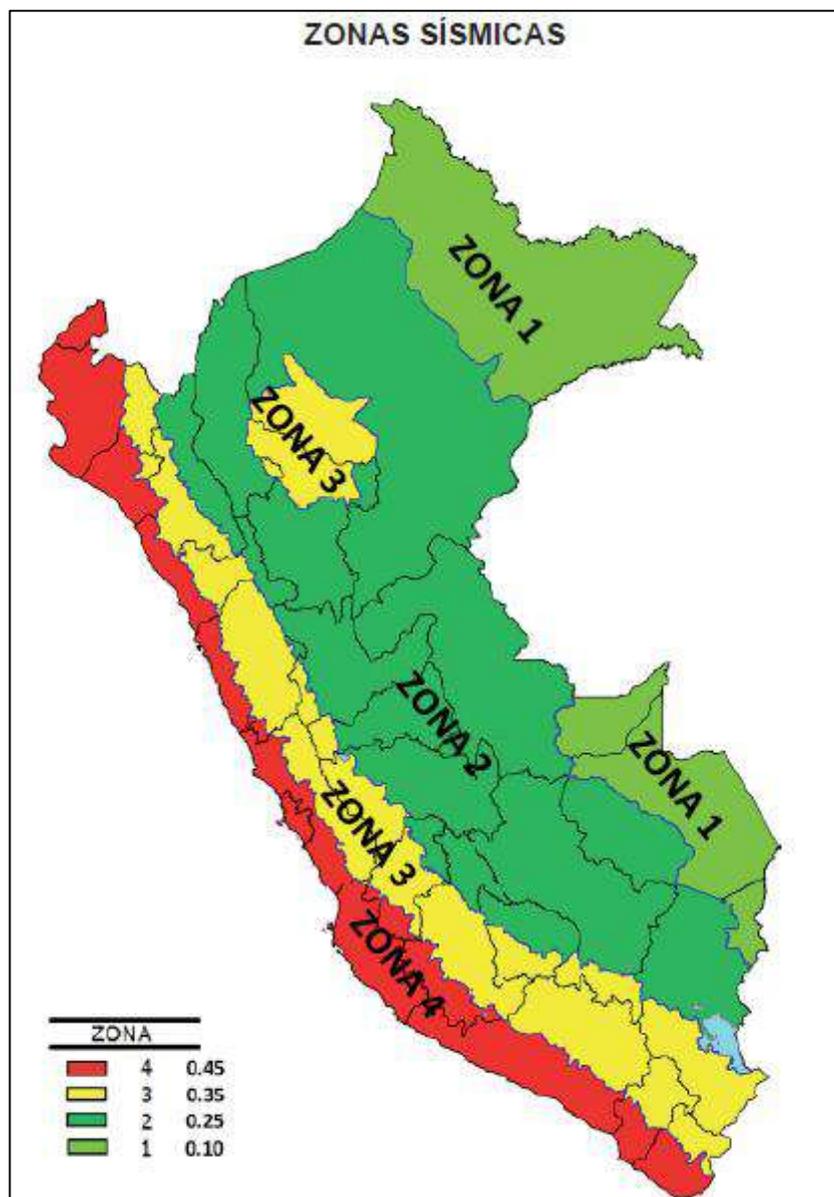


Figura 07. Zonas sísmicas según R.N.E. 2016.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones 2016.

2.1.7.3. Sismo de diseño

En base a las referencias indicadas se considera prudente tomar como dato para el diseño, el máximo de los registrados (0.34, 0.21, 0.35) g, en este caso que corresponde al R.N.E. E.030 del año 2016, por consiguiente:

Aceleración sísmica de diseño: $a = 0.35g$

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Talud

Un "talud" o ladera es una masa de tierra que no es plana, sino que presenta una pendiente o cambios significativos de altura. En la literatura técnica se define como "ladera" cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y "talud" cuando se conformó artificialmente (Figura 08).

Se pueden presentar combinaciones de los diversos tipos de taludes y laderas (Suarez, 2009).

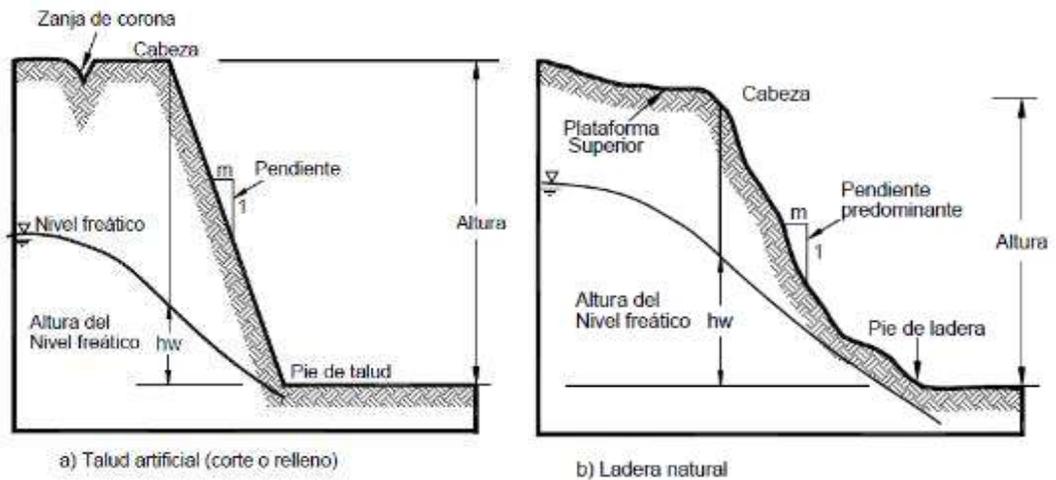


Figura 08. Nomenclatura de taludes y laderas.

2.2.2. Partes de un Talud

Existen algunos términos para definir las partes de un talud. El talud comprende una parte alta o superior convexa con una cabeza, cima,

cresta o escarpe, donde se presentan procesos de denudación o erosión; una parte intermedia semirrecta y una parte baja o inferior cóncava con un pie, pata o base, en la cual ocurren principalmente procesos de depositación (Figura 09) (idem).

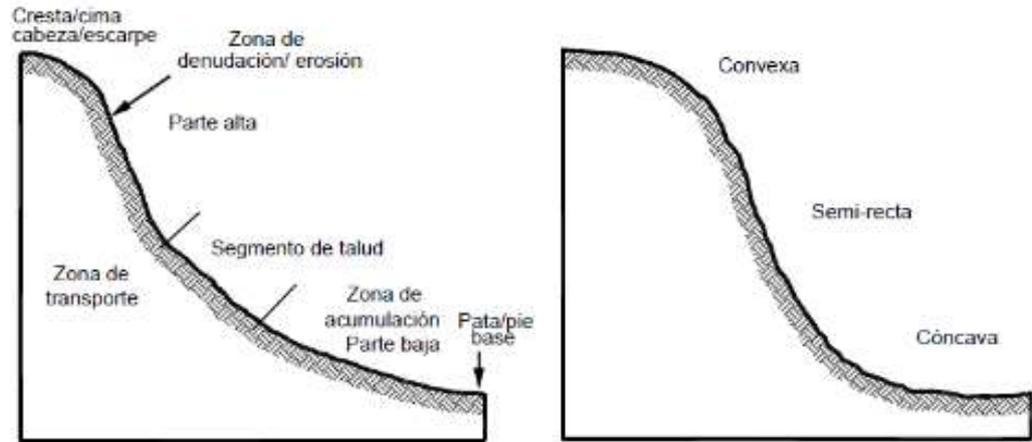


Figura 09. Partes generales de un talud o ladera.

2.2.3. Deslizamiento

Los deslizamientos ("Landslides") consisten en "movimientos de masas de roca, residuos o tierra, hacia abajo de un talud" (Cruden 1991).

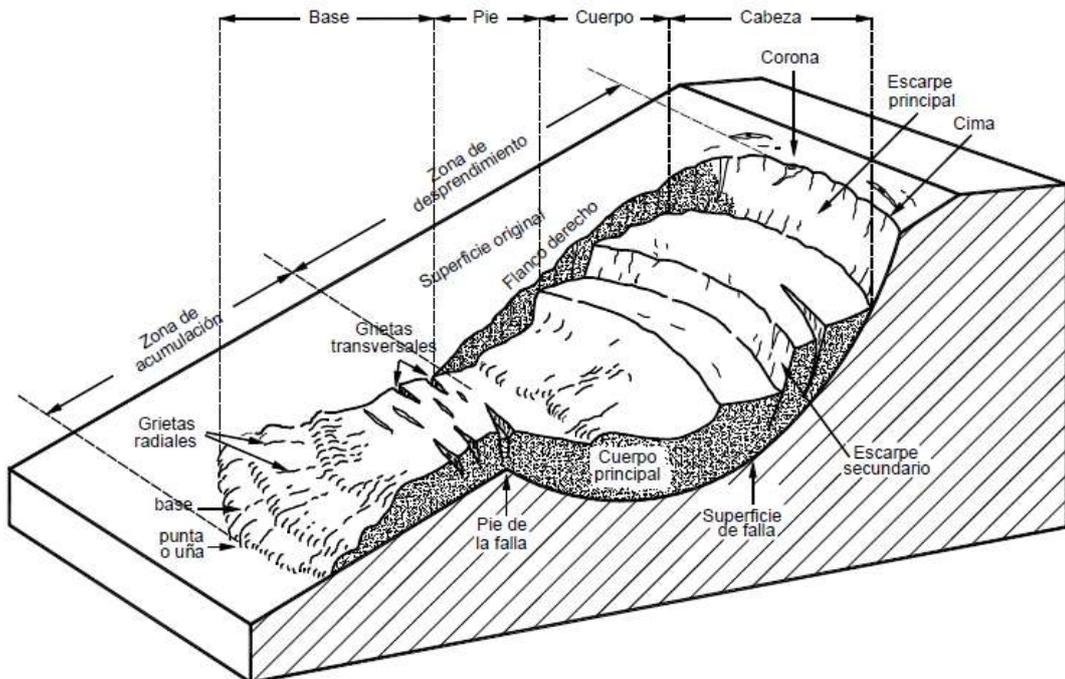


Figura 10. Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un deslizamiento.

En el término "deslizamiento" se incluyen tanto los procesos de erosión como los procesos denudacionales. La naturaleza precisa del proceso no está incluida en la definición e incluye procesos que son producto de la acción de las fuerzas gravitacionales, hidráulicas, etc. (Suarez, 2009).

2.2.4. Movimientos del terreno

La forma de clasificar los distintos movimientos de masas de tierra depende si se trata de suelos o rocas. Por otra parte, en estas clasificaciones se considera el mecanismo y tipo de rotura, conjuntamente con otros aspectos, tales como el contenido de agua en el terreno, la velocidad y magnitud del movimiento, entre otros (Sanueza, 2013).

Los tipos de movimientos se pueden clasificar en: deslizamientos, flujos y desprendimientos (Sanueza, 2013).

Los deslizamientos son movimientos relativos de masas de suelo o roca con respecto al sustrato, sobre una o varias superficies de rotura cuando se supera la resistencia al corte de estas superficies. La masa generalmente se desplaza en conjunto, comportándose como una unidad en su recorrido; la velocidad puede ser muy variable, pero suelen ser procesos rápidos y alcanzar grandes volúmenes.

Otros movimientos del terreno corresponden a los flujos, los cuales tienen la apariencia de un líquido viscoso y que pueden ser de carácter seco o húmedo. La diferencia entre ambos radica en la cantidad de agua presente en la masa de suelo, la clara definición de la superficie de rotura, el tipo de suelo y el factor desencadenante.

Los flujos pueden ser consecuencia de deslizamientos o ser inducidos por desprendimientos. Junto con los deslizamientos son los movimientos de masas más extendidos, al afectar a muy diversos tipos de materiales.

Finalmente, se encuentran los desprendimientos de materiales, que corresponden a caídas libres muy rápidas de bloques o masas rocosas

desintegradas o descompuestas. Su superficie de rotura es en forma de cuña y bloques formados por diversas familias de discontinuidades. Dentro de los factores desencadenantes se encuentran: la erosión y pérdida de apoyo de los bloques previamente sueltos, el agua en las discontinuidades y grietas, y los movimientos sísmicos, entre otros.

Los diferentes tipos de movimientos del terreno antes clasificados y definidos, tienen su origen en factores naturales y/o humanos, por lo que la aparición de uno más de ellos influirá decisivamente en la disminución o pérdida de la resistencia al corte de los taludes.

Dentro de los factores naturales se encuentran: el agua, el hielo, la nieve, la sismicidad, el vulcanismo, la cubierta vegetal y la subsidencia regional. Mientras que, dentro de los factores humanos, se pueden mencionar: las excavaciones, las voladuras y las sobrecargas.

Todos estos aspectos se deben tener en cuenta al momento de estudiar la estabilidad de un talud natural.

2.2.5. Reptación ("Creep")

La reptación o "creep" consiste en movimientos del suelo subsuperficial desde muy lentos a extremadamente lentos sin una superficie definida de falla. La profundidad del movimiento puede ser desde pocos centímetros hasta varios metros. Generalmente, el desplazamiento horizontal es de unos pocos centímetros al año y afecta a grandes áreas de terreno (Figura 11) (Suarez, 2009).

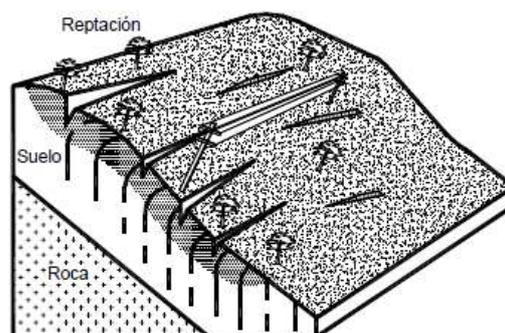


Figura 11. Esquema de un proceso de reptación.

La reptación puede preceder a movimientos más rápidos como los flujos o deslizamientos traslacionales. La reptación comúnmente ocurre en las laderas con pendiente baja a media. Se les atribuye a las alteraciones climáticas relacionadas con los procesos de humedecimiento y secado en los suelos, usualmente arcillosos, muy blandos o alterados, con características expansivas.

2.2.6. Deslizamiento Rotacional

En un desplazamiento rotacional, la superficie de falla es cóncava hacia arriba y el movimiento es rotacional con respecto al eje paralelo a la superficie y transversal al deslizamiento.

El centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento.

Visto en planta, el deslizamiento de rotación posee una serie de agrietamientos concéntricos y cóncavos en la dirección del movimiento.

El movimiento produce un área superior de hundimiento y otra inferior de deslizamiento, lo cual genera, comúnmente, flujos de materiales por debajo del pie del deslizamiento (Figura 12). La cabeza del movimiento bascula hacia atrás y los árboles se inclinan, de forma diferente, en la cabeza y en el pie del deslizamiento (ibídem, 14).

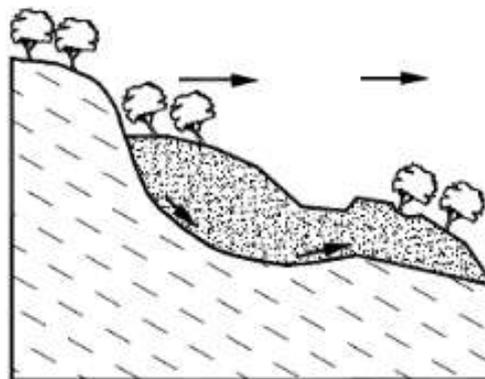


Figura 12. Deslizamiento rotacional típico.

En la mayoría de los desplazamientos rotacionales se forma una superficie cóncava en forma de "cuchara" (Figura 13). Los desplazamientos rotacionales generalmente tienen una relación D_r/L_r entre 0.15 y 0.33 (Skempton y Hutchinson, 1969).

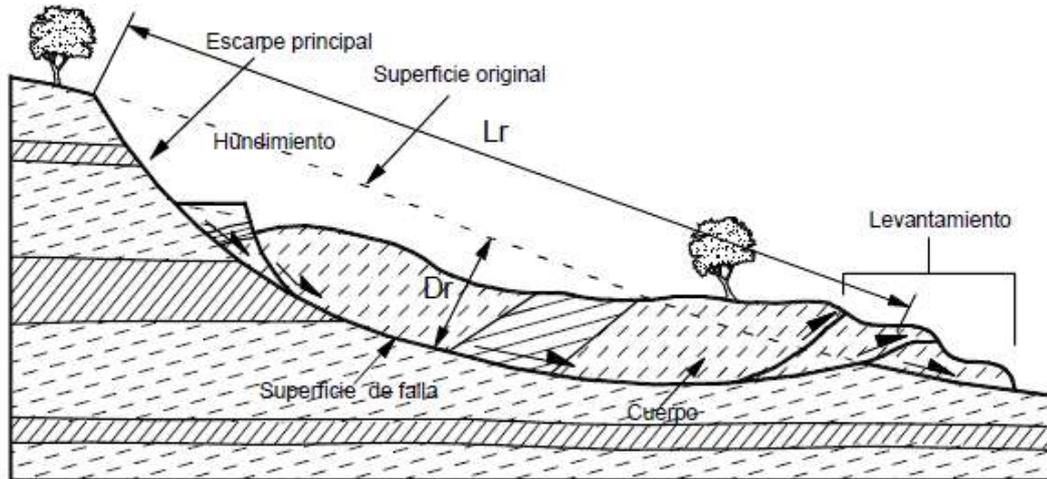


Figura 13. Desplazamiento de rotación en una ladera.

2.2.7. Deslizamiento de Traslación

En el desplazamiento de traslación la masa se desliza hacia afuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o ligeramente ondulada y tiene muy poco o nada de movimiento de rotación o volteo (Figura 14).

Los movimientos traslacionales generalmente, tienen una relación D_r/L_r de menos de 0.1. muchos desplazamientos de traslación, la masa se deforma y/o se rompe y puede convertirse en flujo, especialmente en las zonas de pendiente fuerte (Suarez, 2009).

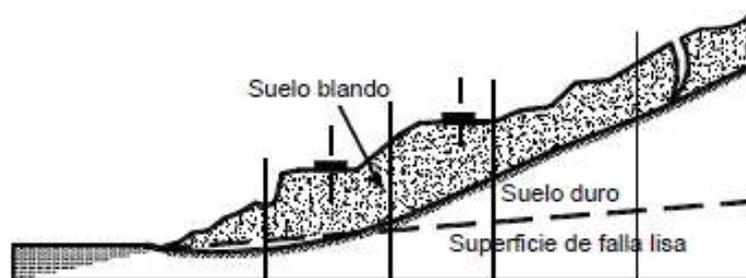


Figura 14. Deslizamiento de traslación en la vía.

Los movimientos de traslación son comúnmente controlados por superficies débiles tales como fallas, juntas, fracturas, planos de estratificación, foliación, "slickensides" o por el contacto entre la roca y los suelos blandos o coluviones (Suarez, 2009).

2.2.8. Flujos

En un "flujo" ocurren movimientos relativos de las partículas, o bloques pequeños, dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie.

Las deformaciones relativas internas son muy grandes y fluyen en forma similar a un líquido viscoso. El flujo puede ser laminar a turbulento. Al aumentar la densidad y la viscosidad, el flujo puede transportar grandes bloques hacia la parte superior (Suarez, 2009).

2.2.9. Zonificación geotécnica

Se define zonificación geotécnica, al conjunto de actividades que comprenden la investigación del subsuelo, los análisis y recomendaciones de ingeniería que nos permitan delimitar áreas con características geotécnicas iguales o similares, en resumen, un mapeo geotécnico, es un plano que contiene datos geológicos, geomorfológicos, hidrológicos y topográficos. Esta información proviene tanto de trabajos de campo, como las pruebas de laboratorio en suelos y rocas (Colorado e Inca 2010).

2.2.10. Investigación del subsuelo

Comprende el estudio y el conocimiento del origen geológico, la exploración y los ensayos de campo y laboratorio necesario para cuantificar las características físico-mecánicas del sub suelos.

2.2.10.1. Análisis y recomendaciones

Consiste en la interpretación técnica conducente a la caracterización del subsuelo y la evaluación de posibles

mecanismos de falla para suministrar los parámetros y las recomendaciones necesarias para el diseño y la construcción de las cimentaciones y otras obras relacionadas con el subsuelo.

2.2.10.2. Contenido del estudio geotécnico

El estudio geotécnico debe de contener como mínimo los siguientes aspectos:

- a) Suelo, resumen de la investigación adelantada en el sitio específico, morfología del terreno, origen geológico, descripción visual, sus características físico mecánicas debidamente fundamentadas y la descripción de los niveles de aguas subterráneas con una interpretación de su significado para el comportamiento del proyecto estudiado.
- b) Análisis geotécnicos, resumen de los análisis y justificación de los criterios geotécnicos.
- c) Recomendaciones para el diseño, los parámetros geotécnicos como: presiones admisibles, asentamientos calculados, perfil del suelo junto a una evaluación del comportamiento del depósito bajo la acción de cargas actuantes, así como los límites esperados de variación de los parámetros medios y los demás aspectos.

2.2.11. Propiedades físicas y mecánicas de las rocas

Las propiedades físicas de las rocas son el resultado de su composición mineralógica, fábrica e historia geológica, deformacional y ambiental, incluyendo los procesos de alteración y meteorización. La gran variabilidad de estas propiedades se refleja en comportamientos mecánicos diferentes frente a las fuerzas que se aplican sobre las rocas, comportamientos que quedan definidos por la resistencia del material y por su modelo de deformación; así mientras un granito sano

se comporta de forma elástica y frágil frente a elevadas cargas, una marga o una lutita pueden presentar un comportamiento dúctil ante esfuerzos moderados o bajos.

La cuantificación de estas propiedades se lleva a cabo mediante técnicas específicas y ensayos de laboratorio (González de Vallejo, 2004).

2.2.12. Ensayos in situ

Los ensayos in situ tienen gran importancia para la determinación de las propiedades geotécnicas de los materiales. A partir de ellos se miden los parámetros que determinan el comportamiento geomecánico del terreno, como la resistencia, deformabilidad, permeabilidad, etc.

La principal ventaja de los ensayos in situ es que son más representativos que los ensayos de laboratorio con respecto a las condiciones del terreno en el que se va a construir la obra o estructura, al involucrar un volumen considerablemente mayor de material y estar éste en condiciones naturales. Sin embargo, la escala de los ensayos in situ no alcanza a representar todo el conjunto de macizo rocoso o suelo, lo que debe tenerse en cuenta para su interpretación y extrapolación de resultados (González de Vallejo, 2004).

2.2.13. Ensayo de carga puntual

(González de Vallejo, 2004), También denominado PLT (point load test) o ensayo Franklin. Se utiliza para determinar la resistencia a compresión simple de fragmentos irregulares de roca o de testigos cilíndricos de sondeos, a partir del índice I_s obtenido en el ensayo. Los resultados son más fiables si se ensayan testigos. El ensayo no está indicado para rocas blandas o con anisotropía muy marcada (esquistos, pizarras, etc.).

El procedimiento consiste en romper una muestra entre dos puntas cónicas metálicas accionadas por una prensa portátil (Figuras 15). A

partir de la carga de rotura se obtiene un índice, I_s , que puede ser correlacionado con la resistencia a compresión simple del material ensayado:

$$I_s = P/D^2$$

Siendo P , la carga de rotura y D , el diámetro de la probeta o altura de la muestra ensayada (distancia entre puntas). La longitud del testigo debe ser, como mínimo, de 1,5 veces el diámetro. La correlación entre el índice I_s y la resistencia a compresión simple de la roca, es:

$$\sigma_c = f I_s$$

donde el factor f varía según el diámetro de la muestra.

Para un diámetro de 50 mm, $f = 23$:

$$\sigma_c = 23 \cdot I_s$$

Para muestras con diámetros diferentes a 50 mm es necesario corregir el valor de I_s con la ayuda del ábaco.

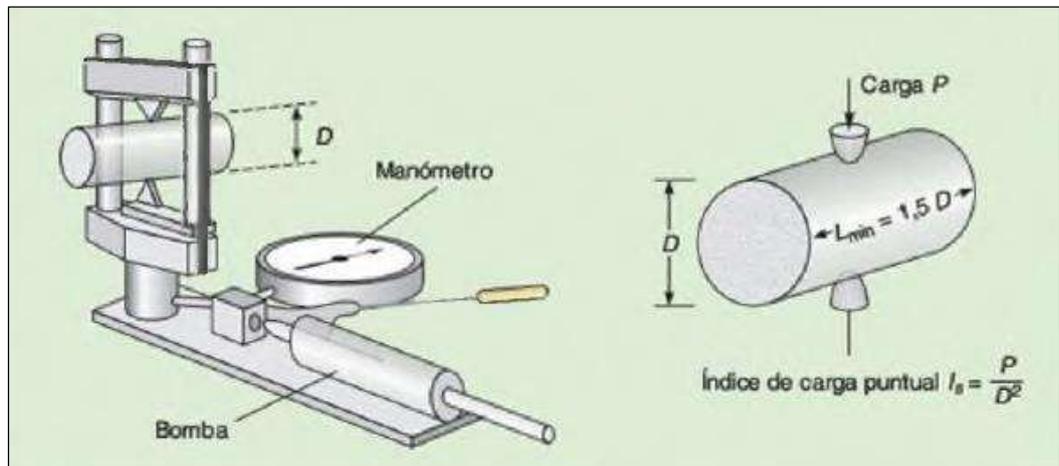


Figura 15. Ensayo de carga puntual PLT.

Fuente: González de Vallejo, 2004.

2.2.14. Investigación exploratoria

La exploración es el procedimiento que consiste en realizar un reconocimiento e inspección visual del área a investigarse con la finalidad de establecer con criterio técnico la ubicación de los puntos

de muestreo, de modo que dichos puntos representen una evaluación satisfactoria del área de interés (Colorado e Inca 2010).

2.2.15. Numero de perforaciones

El número de perforaciones debe ser lo suficientemente razonable, a fin de que proporcione muestras confiables y represente la extensión, el espesor y la profundidad del estrato.

El Reglamento Nacional de Edificaciones (E-050), establece según el área que ocupará la estructura y el grado de importancia del mismo el cual se muestra en el Cuadro N° 05, sin embargo, en dicho reglamento no contempla el procedimiento de muestreo para una zonificación geotécnica por lo que hace indispensable recurrir al libro denominado: "Curso Aplicado de Cimentaciones" del servicio de publicación del colegio oficial de Arquitectos de Madrid. En el cual recomienda el número de prospecciones de acuerdo a la complejidad del terreno, el cual se muestra en el Cuadro N° 06.

Cuadro N° 05. Número de puntos de investigación.

Tipo de edificación	Número de puntos de investigación (n)
A	1 cada 225 m ²
B	1 cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones para viviendas unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada Ha. de terreno habilitado.

(n): nunca será menor de 3

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones 2016.

Cuadro N° 06. Número mínimo de exploraciones.

Complejidad	Superficie en hectáreas						
	1	10	50	100	200	500	1000
Baja	3	6	8	9	10	11	12
Media	5	10	14	15	16	18	20
Alta	6	14	20	22	24	27	30

Fuente: Curso Aplicado de Cimentaciones del colegio oficial de Arquitectos de Madrid.

2.2.16. Ensayo de penetración estándar "SPT"

El Ensayo de Penetración Estándar "SPT", del Ingles Estándar Penetration Test, nace en el año 1927, desarrollado por un sondista de la Raymond Concrete Pile Co., quien propuso a Terzaghi contabilizar el número de golpes necesarios para hincar 1 pie (aprox. 30 cm) el tomamuestras que solía utilizar para obtener muestras en terrenos sin cohesión (arenas), (M. Devincenzi, N. Frank, 1995).

2.2.16.1. Principio y realización del ensayo

La realización del ensayo es la siguiente (Ver la figura 16).

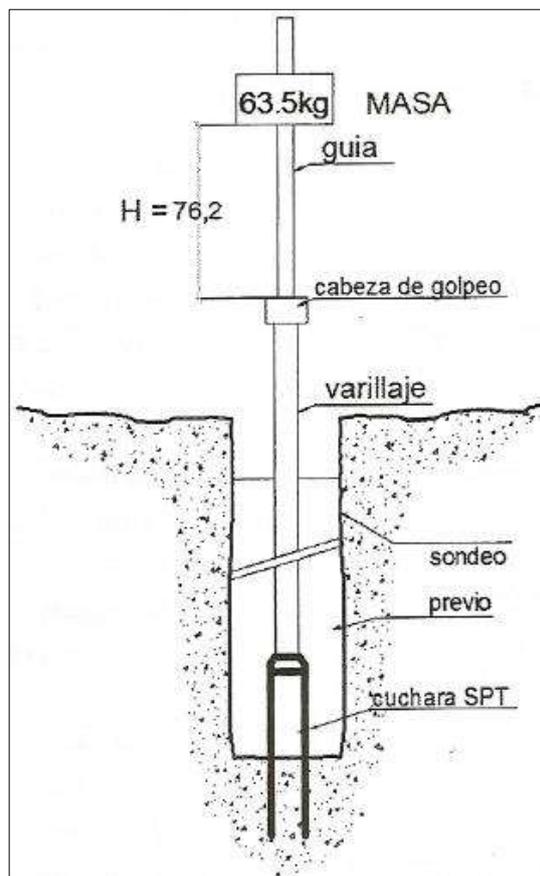


Figura 16. Esquema de realización del ensayo de penetración estándar.

- a) Se ejecuta un taladro hasta la cota deseada y en el fondo del mismo (una vez limpiado cuidadosamente) se introduce un tomamuestras de dimensiones estándar (Figura 17) que consta

de tres elementos: zapata, tubo bipartido y cabeza de acoplamiento con el varillaje.

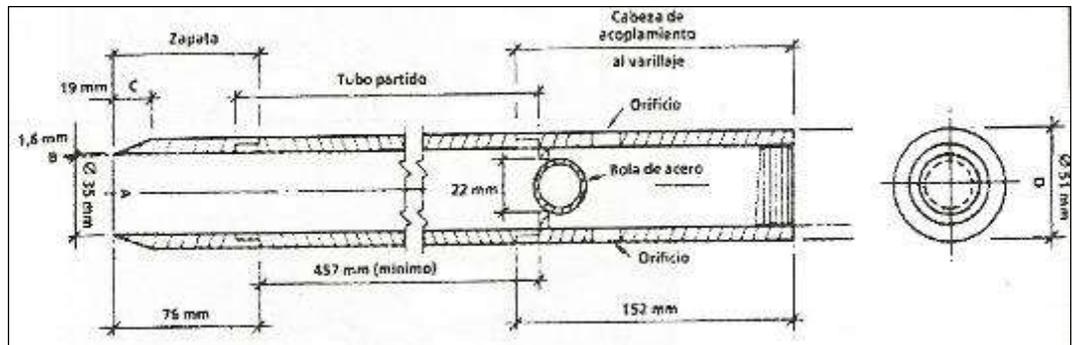


Figura 17. Tomamuestra ó cuchara SPT. UNE 103-800-92 – ASTM D1586.

- b) Se hince el tomamuestras en el terreno a una profundidad de 60cm, contando el número de golpes necesarios para hincar cada 15 centímetros. La hince se realiza mediante una masa de 63.5 kg (140 libras) que cae desde una altura de 76 cm (30 pulgadas) en una cabeza de golpeo o yunque, lo que corresponde a un trabajo teórico de 0.5 KJ por golpe.
- c) La lectura del golpeo del primero y último tramo no se tienen en cuenta, por posible alteración del suelo o derrumbes en las paredes del sondeo.
- d) Los valores de golpeo de los tramos centrales de 15 cm sumados conducen al parámetro N30 SPT o N SPT, denominado también resistencia a la penetración estándar.
- e) Cuando el terreno es muy resistente se detiene la prueba para un determinado número de golpes (rechazo, R), anotando la penetración realizada.

Nota: la norma ASTM D1586 indica que la prueba se pueda dar finalizada:

- Cuando se aplica 50 golpes para un tramo de 15 cm.
- Cuando se aplica 100 golpes en total.

- Cuando no se observa penetración alguna para 10 golpes, en estos casos resulta prudente insistir en el golpeo pues bien podría tratarse de un bolo o grava gruesa.

El tomamuestras permite por otro lado obtener una muestra alterada del suelo que posibilita su identificación. Normalmente esta muestra se introduce en un recipiente o bolsa debidamente etiquetada y sellada, además de los datos de la obra, sondeo, profundidad, fecha, etc.

2.2.16.2. Aplicabilidad de la prueba

El Ensayo de Penetración Estándar es por naturaleza simple y puede ser intercalado con facilidad en cualquier sondeo de reconocimiento. Puede ejecutarse en casi cualquier tipo de suelo, incluso en rocas blandas o meteorizadas.

Los resultados de la prueba, difundida ampliamente en todo el mundo, se correlacionan empíricamente con las propiedades específicas in situ del terreno.

La gran mayoría de datos y correlaciones corresponden a terrenos arenosos. La presencia de gravas complica la interpretación, cuando no impide su interpretación.

En resumen, el ensayo resulta apropiado para terrenos en los que predomina la fracción arena, con reserva tanto mayor y cuanto mayor es la proporción de la fracción limo-arcilla o de fracción grava.

2.2.17. Perfil estratigráfico.

Es el que se realiza a partir de datos de las perforaciones de datos de prospección geofísica (datos indirectos), o bien de cortes naturales o artificiales del terreno lo cual conforma la columna estratigráfica, mediante los cuales se pueden reconstruir la estratigrafía del subsuelo, acorde a la profundidad que demanda el proyecto.

Los terrenos de fundación pueden ser constituidos por rocas o suelo, en el primer caso para las cimentaciones es el más adecuado debido a que ofrecen parámetros de resistencia altos lo que implica que la capacidad portante de la roca es muy superior en relación a la capacidad portante del suelo.

Los suelos pueden estar conformados a la vez por dos tipos: suelos de grano grueso y suelos fino, los suelos de grano grueso que comprende las gravas y arenas, limos no plásticos son por lo general friccionantes y con una cohesión muy baja o nula, dicha propiedad físico-mecánico del suelo hace que el comportamiento frente a cargas actuantes sea suficientemente adecuado sin causar problemas de asentamientos importantes.

Los suelos de grano fino constituido por arcilla y limos plásticos generan problemas de asentamiento en las estructuras, según su grado de compresibilidad.

2.2.18. Columna estratigráfica

Es la sucesión vertical de suelos sedimentarios existentes en una determinada área. A través de la correlación entre columnas es posible la reconstrucción del perfil estratigráfico entre ellos.

2.2.19. Estratificación

Es el modo como se depositan los suelos sedimentarios de acuerdo al agente y al ambiente sedimentario. Es así que se tienen estratificaciones distintas.

La estratificación caracteriza a una serie de capas más o menos paralelas denominados ESTRATOS.

2.2.20. Correlación estratigráfica

Es correlacionar dos o más perfiles estratigráficos cercanos según su clasificación de suelos, sus propiedades físico-mecánicas de los

estratos existentes para lo cual es necesario extraer muestras a diferentes profundidades las cuales se correlacionarán según lo antes mencionado, para lo cual se presentan 02 diferentes casos (Colorado e Inca 2010).

- a) Caso N° 01.- comprende relacionar estratigrafías con similares características según su potencia como se muestra en la figura 18, en la cual se muestra la interpolación de los estratos iguales asumiendo que son continuos.
- b) Caso N° 02.- en este caso se relacionan estratigrafías similares, pero con la diferencia que un determinado estrato ya no se presenta en la perforación de comparación, es por tanto que el criterio adoptado es que este estrato se encuentra aproximadamente hasta la mitad de los dos, puesto que no podemos determinar con exactitud a que distancia el estrato termina, esto se muestra en la figura 19.

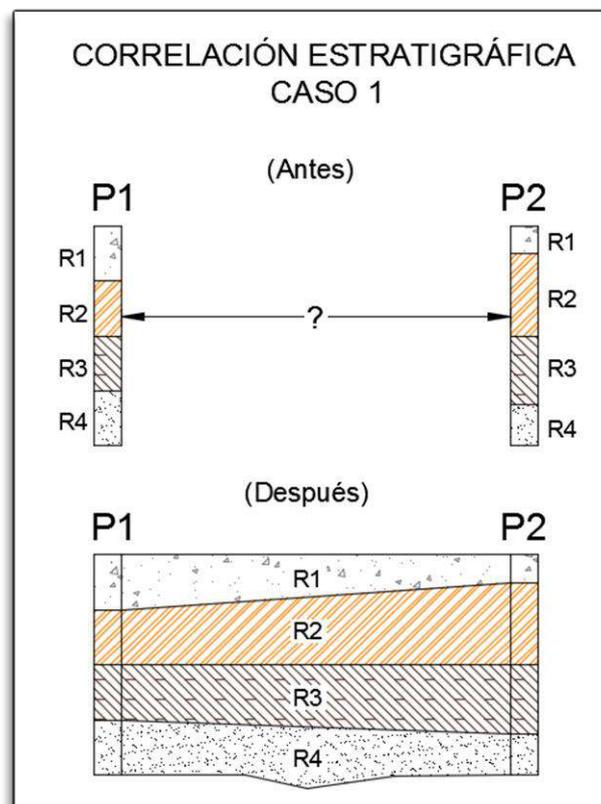


Figura 18. Correlación estratigráfica caso 1.

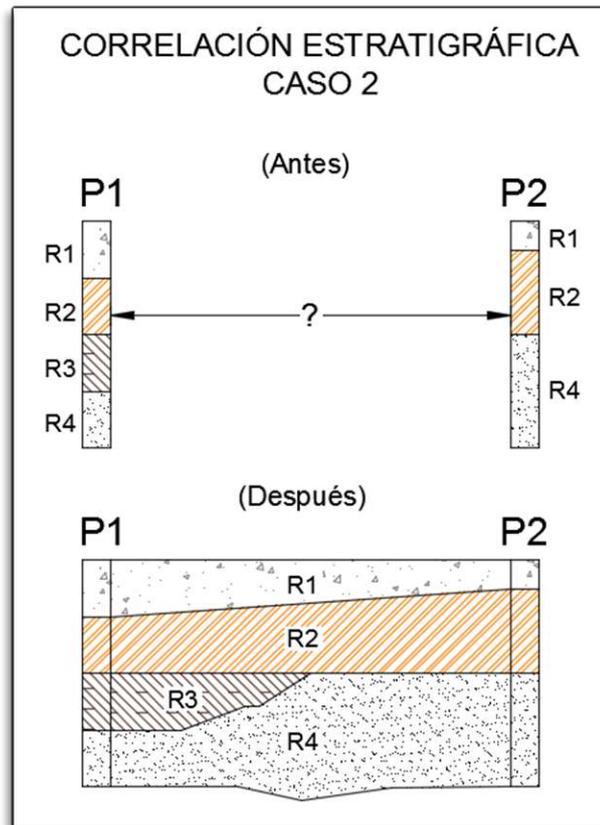


Figura 19. Correlación estratigráfica caso 2.

2.2.21. Estabilidad de taludes

Es una superficie de terreno expuesta situada a un ángulo con la horizontal se llama talud o pendiente no restringida, y puede ser natural o construido. Si la superficie del terreno no es horizontal, una componente de la gravedad ocasionará que el suelo se mueva hacia abajo. Si la componente de la gravedad es suficientemente grande ocurrirá la falla del talud; es decir, la masa de suelo en la zona se deslizará hacia abajo. La fuerza actuante vence a la fuerza resistente de la resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de ruptura. (Braja M., 2001)

En muchos casos los ingenieros civiles tienen que efectuar cálculos para verificar la seguridad de taludes naturales, taludes de excavaciones y de terraplenes compactados. Este proceso, llamado análisis de la estabilidad de taludes, implica determinar y comparar el

esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie más probable de falla con la resistencia cortante del suelo (ídem).

(De Matteis, 2003: 4) afirma que a diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes masas de material térreo por mover y por lo tanto diferentes costos. Podría imaginarse un caso en que por alguna razón el talud más conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría motivos para pensar en "problemas de estabilidad de taludes", pero lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la selección del idóneo, que resultará ser aquél al que corresponda la mínima masa de tierra movida, o lo que es lo mismo el talud más empinado.

2.2.22. Sismicidad y vulcanismo

Cuando ocurre sismo se generan una serie de vibraciones, que se propagan como ondas de diferente frecuencia. La aceleración, vertical y horizontal asociada a esas ondas, origina una fluctuación del estado de esfuerzos en el interior del terreno afectando al equilibrio de los taludes. Así se puede producir una perturbación de la trabazón intergranular de los materiales, disminuyendo su cohesión. En algunas arenas finas saturadas sin drenaje y arcillas, el desplazamiento o rotación de granos puede dar como resultado una súbita licuefacción del suelo, como consecuencia de un incremento de presión del agua intersticial (Ayala y Andreu, 1986).

2.2.23. Refracción sísmica

La sísmica de refracción es un método geofísico de prospección, que estudia la respuesta del terreno cuando se propaga a través de él una onda de compresión (Onda P) producida por medios mecánicos en la superficie. El parámetro físico que se analiza es la velocidad de propagación de la onda V_p a través de los materiales del subsuelo en función de la compacidad de los mismos. Tal parámetro nos aportará

información de las características geo mecánicas de la zona en que se apliquen. (MANILLA, 2003).

2.2.24. Resistencia cortante del suelo

La resistencia cortante de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él. Los ingenieros deben entender la naturaleza de la resistencia cortante para analizar los problemas de la estabilidad del suelo, tales como capacidad de carga, estabilidad de taludes y la presión lateral sobre estructuras de retención de tierras (Braja M., 2001).

2.2.25. Criterios de falla de Mohr-Coulomb

Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Esta teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no sólo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Así entonces, la relación funcional entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa en la forma (Braja M., 2001: 207).

Esta relación se escribe como:

$$T_f = C + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Donde:

T_f = esfuerzo cortante sobre el plano de falla

$\bar{\sigma}$ = esfuerzo normal sobre el plano de falla

C = cohesión

ϕ = ángulo de fricción interna

2.2.26. Métodos de Límite de equilibrio

Durante muchos años se ha realizado el análisis de los movimientos de los taludes o laderas, haciendo uso de las técnicas de límite de equilibrio. Este sistema supone que, en el caso de una falla, las fuerzas

actuantes y resistentes, son iguales a lo largo de la superficie de falla y equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han ido mejorando los sistemas de dovelas desarrollados por Petterson y Fellenius (1936). Algunos métodos son precisos y otros, solamente aproximados. Los métodos de Bishop (1955) y Janbú (1954) han sido muy utilizados en los últimos 50 años y se han desarrollado métodos de análisis más precisos y complejos como los de Morgenstern y Price (1965) y Spencer (1967), ayudados por programas de software que permiten realizar análisis muy rigurosos. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de éstos posee un cierto grado de precisión (Suarez, 2009).

2.2.27. Métodos de Dovelas

En la mayoría de los métodos con fallas curvas o circulares, la masa de la parte superior de la superficie de falla se divide en una serie de tajadas verticales. El número de tajadas depende de la geometría del talud y de la precisión requerida para el análisis. Entre mayor sea el número de tajadas, se supone que los resultados serán más precisos. En los procedimientos de análisis con tajadas, generalmente se considera el equilibrio de momentos con relación al centro del círculo para todas y cada una de las tajadas (figura 20) (Suarez, 2009).

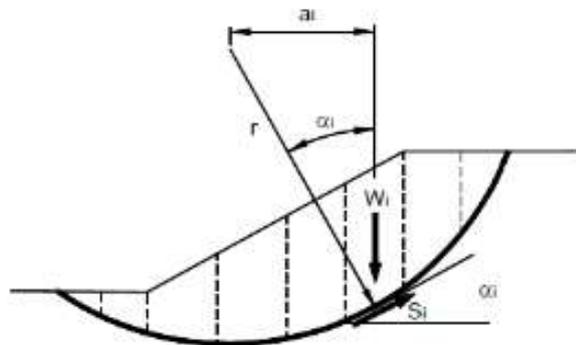


Figura 20. Esquema de un sistema típico de análisis con tajadas o dovelas.

Entre los diversos métodos que utilizan dovelas, hay diferencias, especialmente en lo referente a las fuerzas que actúan sobre las paredes laterales de las tajadas (figura 21).

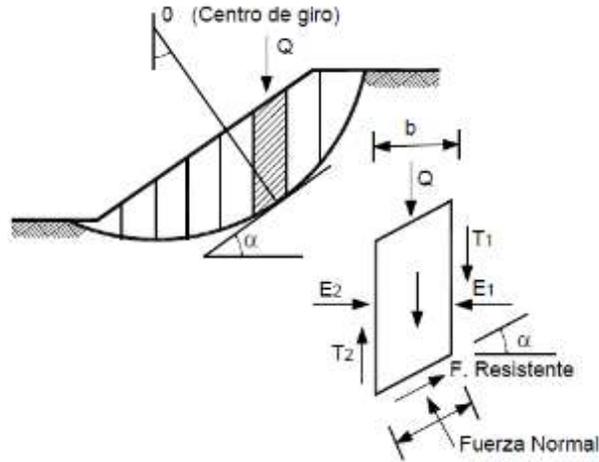


Figura 21. Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas.

2.2.28. Método de Bishop

(Bishop, 1955) presentó un método utilizando dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las dovelas. Bishop asume que las fuerzas entre dovelas son horizontales (Figura 22); es decir, que no tiene en cuenta las fuerzas de cortante.

La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón, se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo con la expresión:

$$F.S. = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta l \cos \alpha + (W' - u \Delta l \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi') / FS} \right]}{\sum W \sin \alpha}$$

Donde:

Δl = longitud de arco de la base de la dovela

W = Peso de cada dovela

C', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

u = Presión de poros en la base de cada dovela = $\gamma w \times h w$

α = Angulo del radio y la vertical en cada dovela.

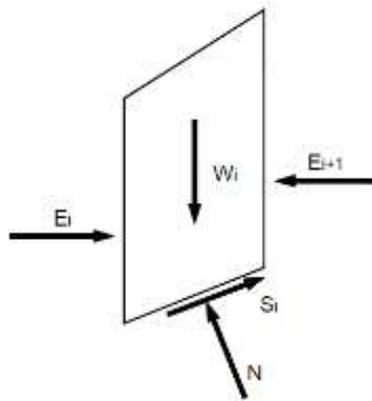


Figura 22. Esquema de fuerzas sobre una dovela método Bishop simplificado.

2.2.29. Método de Spencer

El método de Spencer es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos. El procedimiento de Spencer (1967) se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, o sea, que tienen el mismo ángulo de inclinación (figura 23) (Suarez, 2009).

La inclinación específica de estas fuerzas entre partículas, es desconocida y se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio. Spencer inicialmente propuso su método para superficies circulares pero este procedimiento se puede extender fácilmente a superficies no circulares.

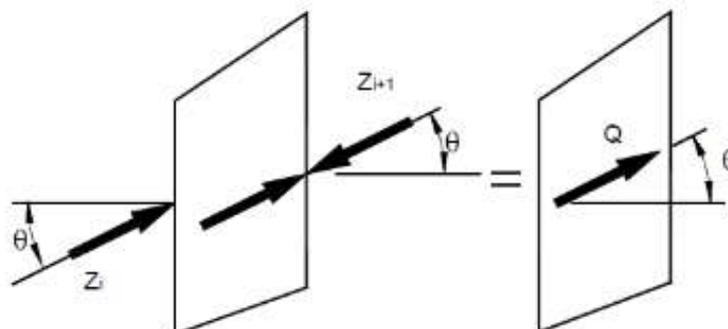


Figura 23. Paralelismo de las fuerzas entre dovelas en el método de Spencer.

Spencer plantea dos ecuaciones una de equilibrio de fuerzas y otra de equilibrio de momentos, las cuales se resuelven para calcular los factores de seguridad F y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas θ (Figura 24.).

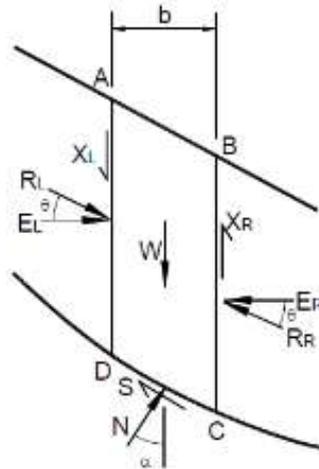


Figura 24. Fuerzas que actúan sobre las dovelas método de Spencer.

2.2.30. Método de Morgenstern y Price

El método de Morgenstern y Price (1965) asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas.

Esta función puede considerarse constante, como en el caso del método de Spencer, o puede considerarse otro tipo de función. La posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas, lo hace un método más riguroso que el de Spencer (Suarez, 2009).

Sin embargo, esta suposición de funciones diferentes tiene muy poco efecto sobre el cálculo de factor de seguridad cuando se satisface el equilibrio estático y hay muy poca diferencia entre los resultados del método de Spencer y el de Morgenstern y Price. El método de Morgenstern y Price, al igual que el de Spencer, es un método muy preciso, prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suelo.

2.3. Definiciones de términos básicos

2.3.1. Suelo

Conjunto de partículas sólidas, sueltas y poco cementadas, más o menos consolidadas, de naturaleza mineral, fragmentos de roca, materia orgánica, etc., con fluido intersticial rellenando huecos y que han podido sufrir transporte o desarrollarse «in situ» (Ayala y Andreu, 1986).

2.3.2. Relleno

Se agrupan bajo esta denominación todos aquellos depósitos artificiales, realizados por la demanda de ciertas actividades, como construcción de obra civil (terraplenes, presas de tierra, etc.) o bien como cúmulo de materiales de desecho, sobrantes, estériles, etc. (vertederos y escombreras) (Ayala y Andreu, 1986).

2.3.3. Macizo Rocoso

Un macizo rocoso constituye un medio discontinuo que esencialmente se compone de bloques sólidos separados por discontinuidades (Ayala y Andreu, 1986).

2.3.4. Flanco

Laterales del deslizamiento (derecho e izquierdo) (ídem).

2.3.5. Pie, pata o base de un talud

El pie corresponde al sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte inferior del talud o ladera. La forma del pie de una ladera es generalmente cóncava (Suarez, 2009).

2.3.6. Cabeza, cresta, cima o escarpe

Cabeza se refiere al sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte superior del talud o ladera. Cuando la pendiente de este punto hacia abajo es semi-vertical o de alta pendiente, se le denomina "escarpe". Los escarpes pueden coincidir con coronas de deslizamientos. La forma de la cabeza generalmente es convexa (Suarez, 2009).

2.3.7. Altura

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

2.3.8. Altura de nivel freático

Es la distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua (la presión en el agua es igual a la presión atmosférica). La altura del nivel freático se acostumbra medirla debajo de la cabeza del talud (ídem).

2.3.9. Pendiente

Es la medida de la inclinación de la superficie del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación m: 1, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical. Ejemplo: $45^{\circ} = 100\% = 1H: 1V$.

Los suelos o rocas más resistentes generalmente forman laderas de mayor pendiente y los materiales de baja resistencia o blandos, tienden a formar laderas de baja pendiente (ídem).

2.3.10. Escarpe principal

Superficie muy inclinada a lo largo de la periferia posterior del área en movimiento, causado por el desplazamiento del material. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material conforma la superficie de la falla (ibídem, 5).

2.3.11. Escarpe secundario

Superficie muy inclinada producida por el desplazamiento diferencial dentro de la masa que se mueve. En un deslizamiento pueden formarse varios escarpes secundarios (ibídem, 5).

2.3.12. Superficie de falla

Área por debajo del movimiento y que delimita el volumen del material desplazado. El suelo por debajo de la superficie de la falla no se mueve, mientras que el que se encuentra por encima de ésta, se desplaza. En algunos movimientos no hay superficie de falla (ibídem, 5).

2.3.13. Pie de la superficie de falla

La línea de interceptación (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno (ibídem, 5).

2.3.14. Factor de Seguridad (F. S.)

El factor de seguridad es empleado por los ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza para que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1922) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla: (Suarez, 2009: 130).

$$F.S. = \frac{\text{Resistencia al cortante disponible}}{\text{Esfuerzo al cortante actuante}}$$

2.3.15. Cohesión

Es la atracción entre partículas, originada por las fuerzas moleculares y las películas de agua. Por lo tanto, la cohesión de un suelo variará si cambia su contenido de humedad. La cohesión se mide kg/cm².

2.3.16. Ángulo de Fricción (ϕ)

Es la resistencia al deslizamiento causado por la fricción que hay entre las superficies de contacto de las partículas y de su densidad. Como los suelos granulares tienen superficies de contacto mayores y sus partículas, especialmente si son angulares, presentan una buena

trabazón, tendrán fricciones internas altas. En cambio, los suelos finos las tendrán bajas.

2.3.17. Slide

Slide es un software de análisis de Estabilidad de Taludes en 2D que utiliza métodos de equilibrio límite para el cálculo de la estabilidad. Su ámbito de aplicación en minería y obra civil es muy variado, permitiendo evaluar un gran número de problemáticas geotécnicas, tales como estabilidad de terraplenes, presas, taludes en excavaciones mineras o en edificaciones, efectos de cargas externas, sísmicas, eficiencia de elementos de refuerzo, etc. (ICOG,2016).

CAPÍTULO III:

PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

3.1. Confiabilidad y validación del Instrumento

3.1.1. Levantamiento topográfico

Aplicando los principios básicos de la topografía y utilizando equipos topográficos modernos (estación total) y el programa de ingeniería Auto CAD Civil 3d 2017, se llevó el terreno vista en campo a un plano digital en 3D con todos sus detalles lo cual permitió obtener las secciones de la superficie del terreno en el área de estudio.

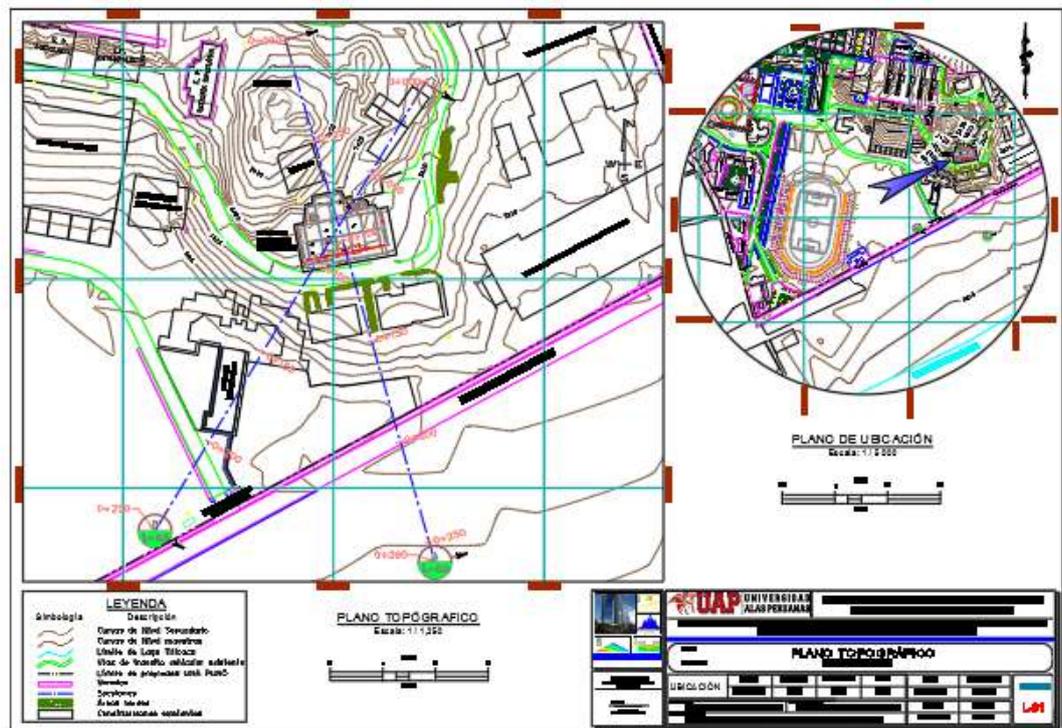


Figura 25. Plano Topográfico complejo informático de la UNA Puno.

Fuente: Elaboración propia

3.1.2. Investigaciones Geotécnicas

El proceso de investigación se ha basado en una variedad de métodos debido a las características especiales del sitio y estado de construcción. Se ha empleado principalmente la inspección minuciosa del macizo

rocoso tanto en las excavaciones abiertas como en los afloramientos de su rededor.

3.1.2.1. Excavaciones a cielo abierto

Una vez ubicado los puntos de muestreo, se inició con la apertura de calicatas y la respectiva toma de muestras de suelos y rocas, según se presenten en campo, posteriormente se ejecutará los ensayos en laboratorio para determinar sus propiedades físicas y mecánicas.

En el siguiente cuadro N° 07, se presenta las coordenadas de ubicación de las excavaciones.

Cuadro N° 07. Ubicación de los puntos de investigación geotécnica.

Punto	Coordenadas UTM	
	Este	Norte
M-01	391 511	8 250 139
M-02	391 491	8 250 139
M-03	391 501	8 250 141
M-04	391 525	8 250 119
M-05	391 532	8 250 115
T-06	391 465	8 250 092
PZ-07	391 451	8 250 131
P-08	391 464	8 250 115
P-09	391 476	8 250 193
P-10	391 547	8 250 184
P-11	391 524	8 250 150
P-12	391 553	8 250 091
P-13	391 547	8 250 080
P-14	391 522	8 250 073
P-15	391 488	8 250 063
P-16	391 461	8 250 068
CEI-01	391 452	8 250 138
CEI-02	391 482	8 250 133

De las investigaciones realizadas en diciembre 2011 para fines de construcción de edificio del Complejo Académico Informático se tiene los siguientes puntos:

- M-01.-** Punto de muestreo en excavación abierta para el sótano, en este lugar se verificó la existencia de roca caliza muy fisurada por metaformismo regional (presiones producto de flexiones o desplazamiento de la corteza) el fisuramiento es tal que al ser excavada se desmorona conformando una grava angulosa entre 3/4 a 1.5" sin embargo en estado natural se presenta como una roca sin aberturas y con los fragmentos con todas sus caras en contacto sin presentar vacíos entre ellas ni material que se interponga entre partículas (ajuste perfecto). Este material se presenta en una franja que atraviesa toda el área del edificio, pues aparece con similares características al otro lado de la excavación.
- M-02.-** Punto de muestreo en excavación abierta para el sótano a 5.80m de profundidad con referencia al terreno natural, en este punto se observó la presencia de acumulaciones de carbonatos que cubren la cara de la roca, la importancia de esta observación es que presenta travertinos que forman pequeñas estalactitas lo cual es señal de que existía un pequeño vacío en la roca para que se desarrolle estas formas, esto es una grieta abierta.
- M-03.-** Adyacente al punto anterior se tomó una muestra de roca dolomita color marrón rojizo blanquecino claro muy compacta y facetada a poca profundidad de la superficie original. No se presenta fotografía de este material.
- M-04.-** En la esquina Sur este del terreno se presentan dos capas de material arcilloso y limoso con núcleos duros facetados de roca blanda, tienen apariencia de roca, pero pueden ser raspados con un cuchillo si bien no pueden ser cortados, el material correspondiente a esta muestra es de color amarillento.

- M-05.-** por debajo del material amarillento se presenta un material similar, pero de color marrón rojizo oscuro. Mismas características, ligeramente más duro. Estos dos materiales fueron denominados como lutita, sin embargo, su baja expansividad (medida en laboratorio) y estructura de roca residual indican que no se trata de un suelo transportado.
- T-06.-** En la ladera hacia el Sur Oeste a unos 20 metros del edificio en estudio se realizó una trinchera con la finalidad de inspeccionar todo el perfil de la formación de roca caliza y así verificar la existencia de lentes o bolsonadas de la roca blanda (Arcillosa o limosa) en este sector. Se limpió la cobertura de suelos con herramientas manuales y se limpió con escobilla la superficie de la roca no habiéndose observado más que roca caliza sana con 3 familias de discontinuidades, siendo la principal de estratificación y las secundarias de contracción, ortogonales a la primera.
- Pz-07.-** Con el mismo objetivo se realizó una excavación con retroexcavadora en la dirección Nord Oeste del terreno excavado a unos 35m de distancia habiéndose encontrado en este caso que el macizo rocoso desciende casi verticalmente existe una bolsonada de suelo residual amarillento sobre otro similar color verdusco con manchas naranja con un espesor desde -2.10 hasta -6.50m por debajo del NTN parte alta, alcanzando así la bolsonada de suelo 4.40m de dimensión vertical y se verificó mediante el hincado de una varilla hacia el interior del macizo.
- P-08.-** en este punto a 25m al Oeste se observó que aparecen afloramientos de roca caliza sana y con discontinuidades espaciadas entre 0.45 a 0.80m, en la foto se muestra claramente un plano principal de estratificación que se constituye en una diaclasa cerrada con pendiente de 17° descendente en la dirección Este 12° Sur.

- P-09.-** A unos 60m hacia la parte posterior del edificio proyectado se registró el afloramiento de roca caliza que fue excavado y presenta claramente la misma dirección de estratificación que la roca en toda la zona formando bloques tabulares que este caso se presentan como techo de capas más fisuradas de la misma roca.
- P-10.-** Se continúa bordeando el promontorio de roca caliza y se observa también roca caliza sana hacia el lado Nord Este al borde de la carretera de acceso.
- P-11.-** Roca caliza sana frente a los ambientes de la residencia parcialmente demolida.
- P-12.-** A un costado de la residencia de docentes que se ubica al Sur Este del área del proyecto se observa un afloramiento de roca caliza sana junto a un muro de piedra que conforma el sobrecimiento de vivienda.
- P-13.-** A pocos metros de este punto se aprecia otro promontorio que conforma el macizo de roca caliza sana y con pocas fisuras muy espaciadas y ortogonales entre sí.
- P-14.-** En el espacio entre las dos viviendas de docentes ubicadas al sur del terreno en estudio se encontró afloramiento de roca caliza sana.
- P-15.-** Este punto se ubica en la parte baja hacia el sur del promontorio de caliza donde se ubica el proyecto, a este nivel se observa nuevamente que existe un nivel de roca degradada hasta el estado de suelo limo arcilloso de color amarillento pero que mantiene un estrato techo tabular de roca caliza fisurada.
- P-16.-** Continuando con el recorrido que circunda la geoforma que contiene al proyecto se encuentra que, para construir el edificio de la escuela de post grado, se ha cortado en una altura considerable la roca caliza mostrándose en este sector que la roca caliza está sana e

intacta presentando la misma dirección de estratigrafía que en el punto P-08 y espaciamiento entre familias de discontinuidades de 0.50 a 0.90m todas son juntas cerradas sanas y con continuidad que no supera los 2m.

Esta minuciosa observación del afloramiento de roca permite llegar a la conclusión de que los que fueron denominados lentes de lutita son más bien bolsonadas de roca residual que puede ser producto de la agresión del agua del lago Titicaca en el tiempo en que las orillas alcanzaban este sector. Se tiene referencia de que en puntos muy cercanos al promontorio pero que se encuentran en la parte plana del terreno, el suelo es fangoso hasta gran profundidad, se indica que en el pozo de agua adyacente a la escuela de post grado se perforó 12m y solo se encontró fango, tampoco la esquina Oeste de dicho edificio no encuentra roca fija para su apoyo.

Finalmente, para la ejecución del presente trabajo de investigación se ha tenido que completar y corroborar la información existente del área de estudio, para lo cual se planteó 02 puntos de investigación denominados: CEI-01 y CEI-02, adicionales a las existentes antes mencionados, se hizo el estudio detallado para la caracterización geotécnica. Para determinar la resistencia uniaxial de la roca intacta de estos puntos, se tomó 02 muestras tomando en cuenta el rumbo y el buzamiento del afloramiento rocoso.

A continuación, se describe estos puntos de investigación:

CEI-01.- Se encuentra ubicado al ingreso al complejo, a un costado de la vía pavimentada, próximo al punto de investigación Pz-07, donde el macizo rocoso corresponde a roca caliza que desciende casi verticalmente con discontinuidades muy espaciadas en la estructura principal y también existe la presencia de una bolsonada de suelo residual amarillento con una altura de 4.00 m aproximadamente. (Ver figura 26).



Figura 26. Punto de investigación CEI-01
corresponde al afloramiento rocoso de caliza.

Fuente: Elaboración Propia.

CEI-02.- Se encuentra ubicado al lado Nord Oeste del proyecto de edificación, específicamente en el talud de corte de la cimentación, próximo al punto de investigación M-02, donde se hizo una excavación abierta de 5.80m de profundidad con referencia al terreno natural, en este punto se observó que el macizo rocoso correspondiente a la roca caliza se encuentra fisurada con discontinuidades espaciadas que varían a nivel sub métrico (ver figura 27).



Figura 27. Punto de investigación CEI-02
corresponde al afloramiento rocoso de caliza.

Fuente: Elaboración Propia.

3.1.2.2. Ensayo de penetración estándar

Por otra parte, para tener información detallada de la parte baja del área del proyecto de investigación se acudió al informe del proyecto de investigación titulado: "Zonificación geotécnica de la ciudad universitaria de la UNA-Puno mediante ensayo de penetración estándar (SPT)" realizado en octubre del 2010; de donde se tomó uno de los puntos de investigación denominado SPT-12 que corresponde al ensayo de penetración estándar (ASTM D1586) tal como se muestra en el Anexo N° 01.

La perforación para el ensayo SPT-12 está ubicado en las siguientes coordenadas UTM: 391,410 Este y 8'249,995 Norte con el datum del sistema WGS 84.

De acuerdo a los registros del sondaje que se detalla en el Anexo N° 01 y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, observamos que el perfil estratigráfico está conformado principalmente por arenas arcillosas. A continuación, se detalla el registro de los diferentes estratos del SPT-12:

- **Estrato: Primero**

Descripción: -0.30m a -2.05m

Nivel freático: -1.90m

Clasificación SUCS: SM Arena Limosa

- **Estrato: Segundo**

Descripción: -2.05m a -2.90m

Nivel freático: -1.90m

Clasificación SUCS: CL Arcilla Arenosa de baja permeabilidad.

- **Estrato: Tercero**

Descripción: -2.90m a -4.45m

Nivel freático: -1.90m

Clasificación SUCS: SL Arena Arcillosa

- Estrato: Cuarto

Descripción: -4.45m a -5.20m

Nivel freático: -1.90m

Clasificación SUCS: CL Arcilla de baja plasticidad con arena

- Estrato: Quinto

Descripción: -5.20m a -6.35m

Nivel freático: -1.90m

Clasificación SUCS: GC Grava Arcillosa

3.1.2.3. Ensayo de refracción sísmica (ASTM - D5777)

Conocido también como sísmica de superficie, consiste en determinar el tiempo en que llegan las ondas generadas (por impacto o explosivos) en un punto de la superficie hasta una serie de receptores (geófonos) alineados en un eje también en superficie. Las ondas que llegan a los primeros geófonos son aquellas refractadas de los estratos superficiales, mientras que las que llegan a los geófonos más distantes son las refractadas de los estratos más profundos. De esta manera se puede establecer las velocidades de onda de corte de los diferentes estratos y las profundidades de estos.

El ensayo fue ejecutado en una longitud de 48m de Oeste a Este y está localizado en las coordenadas UTM del sistema WGS-84 que se indican en el cuadro N° 08.

Cuadro N° 08. Coordenadas UTM del ensayo de refracción sísmica.

Punto	Este	Norte
1	391,481	8'250,098
2	391,528	8'250,106



Sismoreceptor Equipo, rollos de cable, geófonos y cinta métrica Geófono hincado y línea de ensayo

Figura 28. Equipos para ensayo de refracción sísmica.

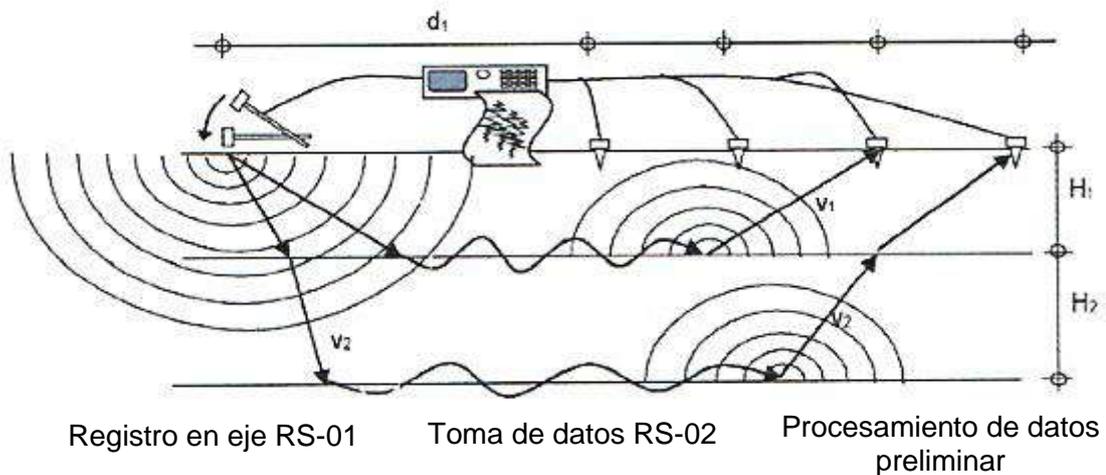


Figura 29. Esquema del ensayo de refracción sísmica.

La interpretación final asocia el tiempo de llegada de la onda a la profundidad i espesor de los estratos y la velocidad de onda indica la rigidez de los estratos.

La profundidad de los estratos se determina mediante las siguientes fórmulas que son totalmente analíticas.

$$H_1 = \frac{X_1}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}; \quad H_2 = 0.85 H_1 + \frac{X_2}{2} \sqrt{\frac{V_3 - V_2}{V_3 + V_2}}$$

El tipo de material que le corresponde a cada velocidad de onda es muy variable, existen varios tipos de material que pueden tener

igual velocidad de onda, por esta razón la interpretación debe ser dependiente de la geología del sector y lo observado en las excavaciones y perforaciones existentes. Se puede encontrar diversas tablas que dan rangos de velocidad para distintos materiales, se ha combinado los criterios de dos fuentes confiables y se ha transformado las unidades a (m/s).

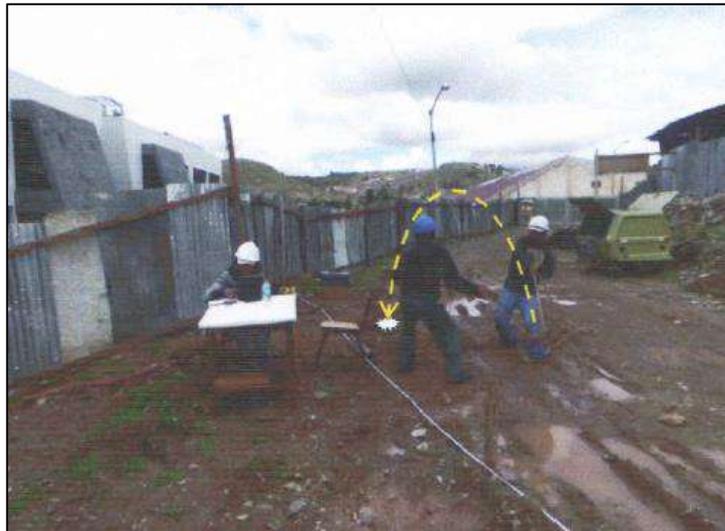


Figura 30. Ejecución del ensayo de refracción sísmica.

De la interpretación de los ensayos se define que los materiales profundos son rocas calizas con fisuras y discontinuidades.

Cuadro N° 09. Resultados de refracción sísmica de ida.

RS-01 (ida)

PROF. (m)	MATERIAL	VELOCIDAD DE ONDA (m/s)
1.40	Fragmentos de roca suelta con limo	98
1.40	Roca caliza muy fracturada.	153
24.70	Roca caliza con discontinuidades	857

Cuadro N° 10. Resultados de refracción sísmica de regreso.

RS-01 (vuelta)

PROF. (m)	MATERIAL	VELOCIDAD DE ONDA (m/s)
0.93	Fragmentos de roca con arcilla	1
12.00	Roca caliza fracturada.	321
18.00	Roca caliza fisurada	1200

Se ha detectado también que la franja de roca caliza triturada continua hacia el sur de la excavación puesto que causó que las lecturas de refracción sísmica no puedan ser detectadas más allá del sector donde se les aprecia en la excavación a tajo abierto.

Se hace la aclaración que los resultados de este ensayo no son concluyentes, aportan a la configuración de la hipótesis geotécnica de conformación del macizo rocoso, pero las conclusiones se apoyan también en las observaciones superficiales, en las excavaciones existentes y en las excavaciones realizados para este proyecto.

3.1.3. Ensayos en laboratorio

De los ensayos de laboratorio existentes y los realizados en el presente proyecto de investigación se ejecutaron en el laboratorio de mecánica de rocas y suelos de la facultad de ingeniería de minas de la universidad nacional del altiplano Puno. Los ensayos realizados son:

3.1.3.1. Densidad de la roca (ASTM - D 7263)

El peso de la roca por unidad de volumen es un dato muy importante para determinar el comportamiento del macizo rocoso como material de fundación, puesto que sirve para determinar la abertura de sus vacíos y como se vio anteriormente también es útil para establecer correlaciones más precisas en cuanto a la resistencia de la roca intacta.

Para el estudio geotécnico del complejo académico informático se eligieron 3 muestras y se realizaron ensayos de densidad en 2 de ellos puesto que se consideró que la muestra de calcita y travertino no tiene una presencia significativa en el macizo. El procedimiento seguido se basa en la determinación del peso y volumen de la muestra, el peso se obtiene fácilmente con la balanza electrónica de precisión, siendo el volumen el que requiere de un procedimiento más complicado.

Para conocer el volumen del fragmento rocoso se empleó el principio del agua desplazada siguiendo para lo cual fue necesario pintar la roca con pintura esmalte en aerosol hasta que sus fisuras, aberturas y porosidades externas queden totalmente selladas e impermeables.

Figura 31. Muestra 01, roca caliza muy fisurada con 3 familias de discontinuidades entre 1 y 2cm ortogonales entre sí.

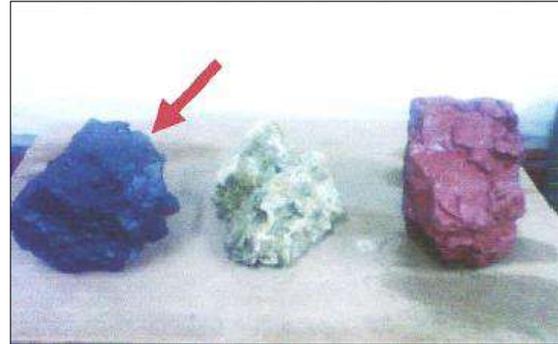


Figura 32. Muestra 02, roca caliza sana con una discontinuidad principal de estratificación y pocas diaclasas sin continuidad.



El volumen de agua desplazada se obtuvo pesando un recipiente metálico totalmente lleno de agua con un vidrio rígido para enrasar evitando así el exceso de agua del menisco divergente por tensión superficial y luego volviendo a pesar el mismo recipiente con agua y placa de vidrio, pero esta vez con la muestra sumergida. Los cálculos se muestran en el cuadro N° 11.

A modo de contrastación de los resultados obtenidos se tiene que Cirilo Joaquin Guerrero Hernández publica en su publicación "Rocas calizas: una formación, ciclo del carbonato, propiedades, aplicaciones, distribución y perspectivas". Indica que "en condiciones de humedad, la densidad bruta puede ser de 2.242 Kg/dm³" lo que viene a ser lo mismo en unidades más convencionales (2.243 Tn/m³).

Cuadro N° 11. Determinación de la densidad de la muestra.

N°	Origen	Descripción	M-01	M-02	Und.
1	Dato	Peso de cazo + agua + vidrio	9.139	9.139	Kg
2	Dato	Peso de roca seca	6.753	8.030	Kg
3	Dato	Peso de roca + pintura	6.753	8.031	Kg
4	Dato	Peso de cazo + agua + vidrio + roca + pintura	12.890	13.913	Kg
5	Dato	Peso de cazo + agua + vidrio + roca + bolsa	13.239	14.134	Kg
6	4-1	Peso de roca + volumen desplazado	3.751	4.774	Kg
7	2-7	Volumen desplazado	3.002	3.256	dm ³
8	Dato	Humedad de la roca %	0.000	0.000	%
9	$\frac{2}{1+8/100}$	Peso de la roca	6.753	8.030	Kg
10	2/7	Densidad de la roca	2.250	2.466	Tn/m ³

3.1.3.2. Densidad del macizo rocoso

Al no presentar el macizo rocoso discontinuidades abiertas en ninguna de sus tres familias y considerando que las muestras obtenidas contienen dimensiones que le permite alojar una cantidad considerable de las misma se entiende que la muestra es representativa en este sentido siendo también la densidad del macizo muy similar a la de las muestras ensayadas.

3.1.3.3. Ensayo de corte directo en diaclasa

Es considerado un ensayo especial puesto que el espécimen es de gran dimensión debido a que el fragmento a ensayar puede ser inscrito dentro de una esfera de 25cm de diámetro.

La muestra se acomoda sobre material adhesivo y resistente (mezcla cemento arena yeso 1:1:1), primero en la base o caja fija

del equipo haciendo que la diaclasa a ensayar coincida con el plano de falla del equipo.

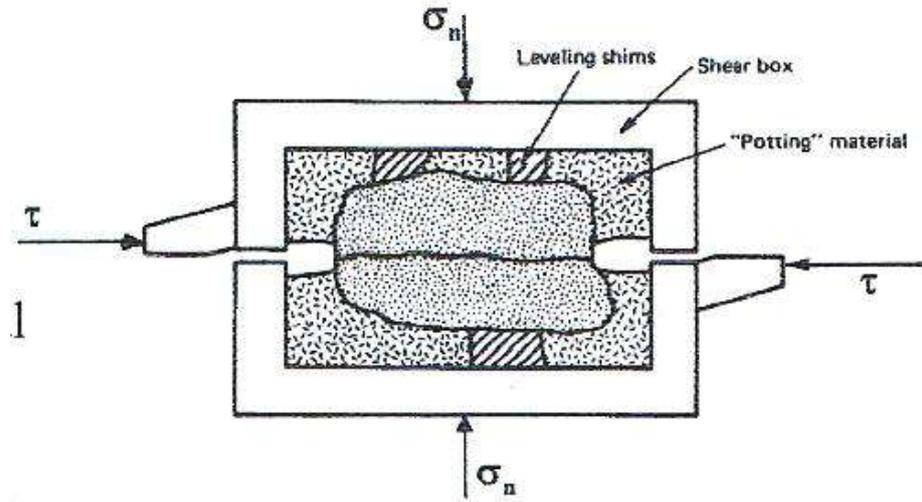


Figura 33. Esquema del ensayo de corte directo.

Luego se aísla el perímetro de la diaclasa con tecnopor y se vacía el material sobre la parte superior de la muestra y se espera hasta que fragüe (3 días). En el caso del presente proyecto se aisló el área circundante a la superficie de falla con trozos de plásticos rígido que permiten extraerlos más fácilmente luego de que el relleno ha endurecido ligeramente (15 minutos) en este estado se puede limpiar con una cuchilla o un punzón si es que existen pequeños tramos en los que ha filtrado el sellante denominado "potting material" en el esquema de la parte superior.

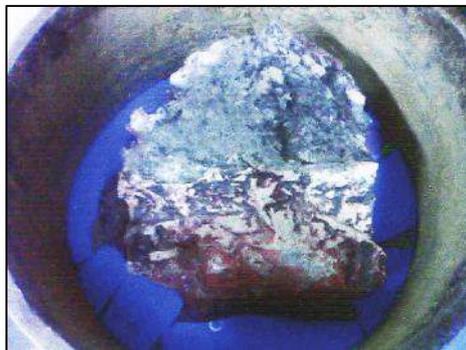


Figura 34. En azul se aprecia el plástico aislante alrededor de la zona de falla o diaclasa a ensayar.

Más detalles del equipo que fue diseñando para el ensayo de suelos gravosos y la teoría que lo sustenta se pueden encontrar en el libro de ponencias del VIII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos, Cimentaciones y Mecánica de Rocas GEOLIMA 98.

Se inició ensayando la roca fuertemente fisurada que es el material cuya diaclasa es menos resistente, sin embargo, no se logró alcanzar la falla de la misma ante una presión normal pequeña, se llegó a colocar 58 Kg en la palanca de fuerza tangencial y no se registró deformaciones superiores a las que corresponden a la deformación del equipo.

Los resultados fueron interpretados a partir de esta evidencia en el sentido de que la resistencia de la diaclasa es superior a los esfuerzos impuestos sobre ella,

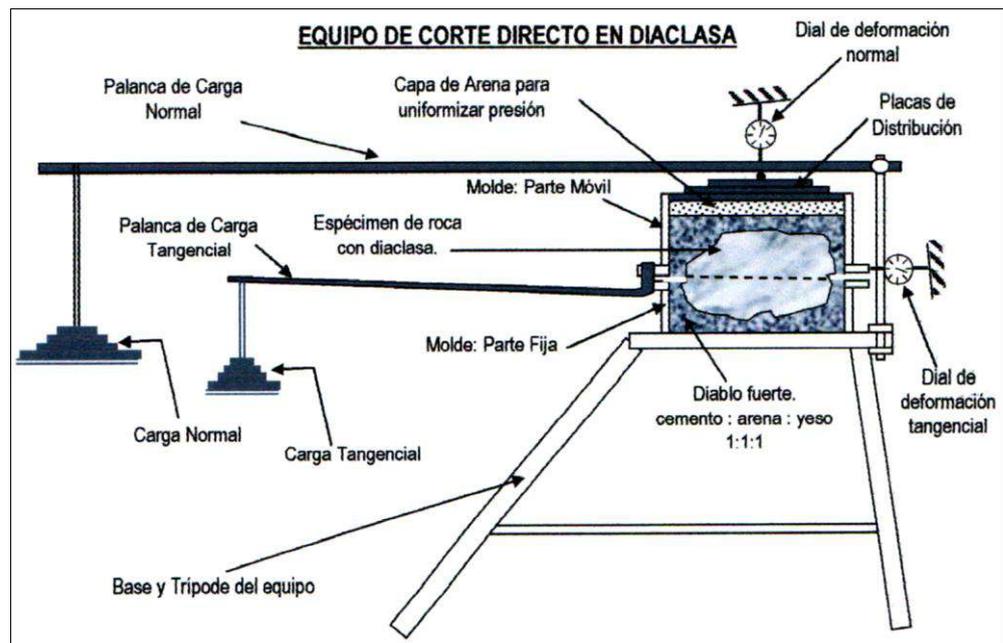


Figura 35. Esquema del equipo de corte directo en diaclasa.

3.1.3.4. Ensayo de compresibilidad

El ensayo de consolidación es una prueba que permite conocer el tiempo de consolidación (consolidación propiamente dicha) así como la magnitud de la misma (compresibilidad). Frecuentemente no es necesario determinar el tiempo en que se producirán los

asentamientos y solamente se debe controlar cuidadosamente la deformación del espécimen con lo que se logra determinar con precisión el índice de compresibilidad ahorrando mucho trabajo al eliminar lo referente al tiempo de consolidación.

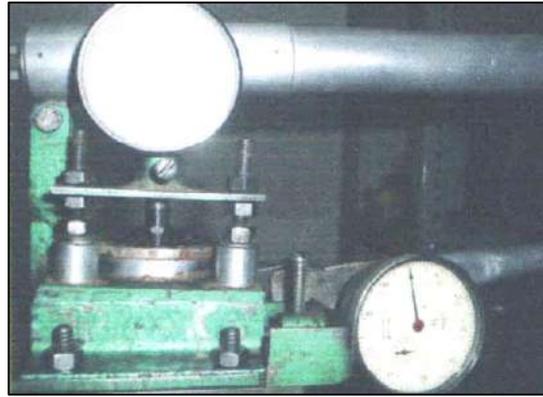
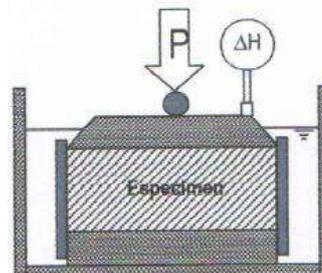


Figura 36. Diales de deformación normal y tangencial.

Figura 37. Equipo de ensayo de compresibilidad desarmado.



Figura 38. Esquema de ensayo de compresibilidad.



Las pruebas realizadas en las rocas residuales dan como resultado, índices de compresibilidad extremadamente bajos (entre 0.011 a 0.086). por lo que se puede afirmar que estas rocas no son deformables y no producirán asentamientos de consideración en la estructura, sin embargo, conviene cimentar toda la losa sobre la roca caliza para tener una reacción uniforme debiendo reemplazar

lo con concreto, en caso de que se presente en algún sector de la platea de cimentación.

3.1.3.5. Ensayo de expansión controlada

Conocido también como ensayo de presión de hinchamiento, se realiza prácticamente en la misma forma que en el caso anterior, pero en lugar de medir el hinchamiento de la muestra, se añaden cargas para no permitirlo (o para mantener la expansión en un valor límite). La presión máxima que hay que aplica para que no se produzca hinchamiento se conoce con el nombre de presión de hinchamiento.

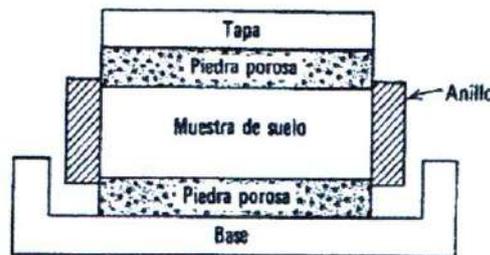


Figura 39. Ensayo de expansión controlada.

La presión de confinamiento vertical necesaria para impedir la expansión del suelo al absorber humedad se define como presión de expansión. Este ensayo se determina en laboratorio usando el aparato de consolidación unidimensional o edómetro. La expansión se determina sometiendo una muestra confinada lateralmente a saturación aplicando una presión vertical variable que evite la expansión.



Figura 40. Edómetro para expansión libre.

Se deberá utilizar piedras porosas lisas o pulidas para minimizar los desplazamientos verticales. La prueba de expansión controlada se realiza siguiendo los siguientes pasos:

- a) Iniciar con la muestra a humedad baja (puede ser la humedad natural).
- b) Aplicar una presión vertical ligera P_1 .
- c) Inundar el recipiente del odómetro.
- d) Registrar la expansión hasta que alcance un valor predeterminado ΔH_1 .
- e) Cada vez que la expansión alcance el valor ΔH_1 incrementar la presión vertical en un valor Δp .
- f) Repetir el procedimiento hasta que la expansión deje de producirse.
- g) El valor total de la presión necesaria para que se de esta condición es la presión de expansión que le corresponde al valor de ΔH_1 .
- h) Repetir el ensayo con otros especímenes empleando sucesivos valores de ΔH que serán $\Delta H_2, \Delta H_3$.
- i) Confeccionar un gráfico que muestre la presión de expansión σ_{ex} que corresponde a cada magnitud de expansión expresada en porcentaje de la altura de la muestra ε_1 .

Si bien este ensayo permite determinar la presión que produce el suelo cuando su expansión se ve controlada a distintos niveles también ha sido utilizado para determinar el potencial de hinchamiento, considerando el potencial de expansión medio, cuando $\sigma_{ex} = 0.5$ a 1.2 Kg/cm^2 .

Para los materiales ensayados en el informe del estudio geotécnico del complejo académico informático de la UNA – Puno, no se ha

registrado deformación de hinchamiento alguna ni para presiones de confinamiento de 0.1 Kg/cm² y control de desplazamientos por 2 días en cada muestra. Por lo que las hojas de cálculo no han podido ser llenadas. Terminado la verificación de la presión de expansión, los materiales más bien fueron sometidos a cargas para determinar su compresibilidad.

Figura 41. Detalle del odómetro para medir la expansión libre usado en este caso.



Figura 42. Vista del equipo completo, se observa el brazo de la palanca de carga y líneas de saturación.



Habiéndose verificado que los suelos no muestran expansividad alguna y que tampoco producen presión alguna para expandir se llega a la conclusión de que los suelos observados no son lutitas, puesto que estas últimas tienen un alto potencial de expansión y presentan valores muy elevados de presión de expansión a bajos niveles de deformación.

3.1.3.6. Ensayo de carga puntual

El ensayo de carga puntual, tiene como objetivo estimar la resistencia de la compresión simple de la roca intacta, con el que se

determinarán los parámetros físicos mecánicos del macizo rocoso. El ensayo se realizó siguiendo la norma ASTM D-5731. Consiste en la compresión uniaxial de la muestra de roca entre dos puntos, situados en generatrices opuestas, realizando así la deformación y falla de la roca.

El procedimiento consiste en romper una muestra entre dos puntas cónicas metálicas accionadas por una prensa.

Las ventajas de este ensayo son que se pueden usar muestras de roca irregulares sin preparación previa alguna y que la máquina es portátil.

Procedimiento:

1. Concebir una idea general de la roca en cuanto a su litología y estructuras.
2. Identificar las muestras.
3. Medir las dimensiones de la muestra.
4. Dependiendo del tipo de muestra (ver figura 43), se sitúa el testigo entre las puntas cónicas de la máquina, resguardando que se cumplan las configuraciones de carga y requerimientos de forma del testigo.



Figura 43. Muestra de roca en el equipo de ensayo carga puntual.

5. Se coloca la pantalla de protección resistente cuyo fin será el de evitar que al momento de fallar la roca no salten fragmentos y dañen a personas u objetos de alrededor.
6. Se aumenta paulatinamente la presión en la prensa hidráulica tal como se puede apreciar en la figura 44.



Figura 44. Ensayo de carga puntual en laboratorio.

7. Una vez falle el testigo se retira y se analizan las condiciones y modo de ruptura.

Resultados:

Cuadro N° 12. Resultados del Ensayo de Carga Puntual.

Ubicación	Tipo de roca	Resistencia a la compresión simple, σ_{ci} (MPa)
CEI-01	Caliza	38.27
CEI-02	Caliza	18.72

Los registros de los ensayos se adjuntan en el Anexo N° 02 "Ensayos de Laboratorio".

3.1.4. Estudio geomecánico del macizo rocoso

La resistencia del fragmento de roca o muestra es normalmente muy superior a la resistencia del estrato rocoso sobre el que se apoya la estructura, esto debido a que tiene gran influencia en el comportamiento mecánico del conjunto las discontinuidades que se presentan en el macizo.

Estas discontinuidades pueden ser juntas, cruceros, diaclasas, fisuras, grietas, planos de estratificación u otras que corresponden al origen de la roca y a los procesos de enfriamiento de la misma. También tienen gran influencia en la formación de estas discontinuidades las tensiones (corte, tracción o compresión) que sufre el estrato rocoso producto del movimiento de las capas de la corteza terrestre que se dan al formarse las fallas geológicas o plegamientos.

Para una clasificación adecuada se toma en cuenta el deterioro de la calidad de las superficies o caras de las discontinuidades, la frecuencia y abertura de las mismas, así como el material que se presenta llenando estas fisuras y fundamentalmente la presencia de agua o presión de agua en estas discontinuidades, algunos parámetros corresponden a mediciones realizadas y otros a observaciones durante la exploración de campo.

3.1.4.1. Resistencia del macizo rocoso

La resistencia del macizo rocoso se ve fuertemente influenciado en término de bloques y por las discontinuidades,

Para el presente trabajo de investigación se ha adoptado el criterio de falla generalizado de Hoek-Brown para macizos rocosos fracturados lo cual está definido por:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} * \left(m_b * \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \dots\dots (1)$$

Donde σ'_1 y σ'_3 son los esfuerzos efectivos principales mayor y menor, respectivamente, en la condición de falla, m_b es el valor de la constante m de Hoek-Brown para el macizo rocoso, s y a son constantes que dependen de las características del macizo rocoso y σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial de los trozos o bloques de roca intacta que conforman el macizo rocoso.

Es posible obtener algunas relaciones matemáticas exactas entre el criterio de Hoek-Brown, expresado en términos de los esfuerzos principales mayor y menor, y la envolvente de Mohr definida en términos de los esfuerzos normal y de corte. Sin embargo, estas relaciones son difíciles de manejar y el procedimiento original usado por Hoek-Brown es más práctico. En este procedimiento, la ecuación (1) se emplea para generar una serie de valores triaxiales, simulando ensayos in situ a escala real, y se usa un proceso estadístico de ajuste de curvas para obtener una envolvente de Mohr equivalente, la cual está definida por la ecuación:

$$\tau = A * \sigma_{ci} * \left(\frac{\sigma'_n - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}} + s \right)^B$$

Donde, A y B son constantes que dependen del material, σ'_n es el esfuerzo normal efectivo, y σ_{tm} es la "resistencia a la tracción", del macizo rocoso. Esta "resistencia a la tracción", que representa la trabazón de los bloques de roca cuando éstos no pueden dilatarse libremente, está dada por:

$$\sigma_{tm} = \frac{\sigma_{ci}}{2} * \left(m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s} \right)$$

En orden a utilizar el criterio de Hoek-Brown para evaluar la resistencia y la deformabilidad de los macizos rocosos fracturados, se deben evaluar tres "propiedades" del macizo rocoso. Estas son:

1. La resistencia en compresión no confinada σ_{ci} de los trozos de roca intacta en el macizo rocoso.
2. El valor de la constante m_i de Hoek-Brown para esta roca intacta.
3. El valor del Índice de Resistencia Geológica GSI para el macizo rocoso.

3.1.4.2. Sistema GSI (Geological Strength index)

El GSI estima la reducción de la resistencia del macizo para diferentes condiciones geológicas. El GSI se ha actualizado para macizos débiles en varias ocasiones (1998, 2000 y 2001 (Hoek et al., 2002)).

La caracterización del macizo rocoso es simple y está basada en la impresión visual de la estructura rocosa, en términos de bloques y de la condición superficial de las discontinuidades indicadas por la rugosidad y alteración de las juntas. La combinación de estos dos parámetros proporciona una base práctica para describir un rango amplio de tipos de macizos rocosos.

La determinación de los parámetros del GSI se basa en las descripciones de la calidad del macizo rocoso en lugar de formular datos de entrada cuantitativos como en los sistemas RMR, Q y RMI.

El GSI es utilizado para la estimación de los parámetros de entrada para el cálculo de la resistencia, solo es una relación empírica y los procesos asociados a las clasificaciones de la ingeniería de rocas.

La determinación del GSI se hace a partir del cuadro N° 13 y el cuadro N° 14 a las que se ingresa desde 2 puntos diferentes, uno horizontal: referente al tamaño y entramamiento de bloques, composición y estructura; el ingreso vertical es referente a las condiciones de las discontinuidades, se converge posteriormente en el valor del GSI dispuesto en las líneas diagonales.

El cuadro N° 15 presenta la relación del parámetro D con el macizo rocoso y el tipo de excavación, este parámetro es empleado por Hoek con el objetivo de considerar los daños ocasionados al macizo por influencia de las voladuras.

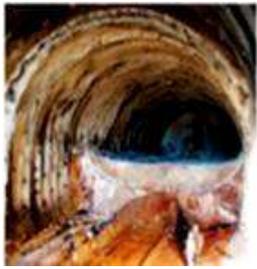
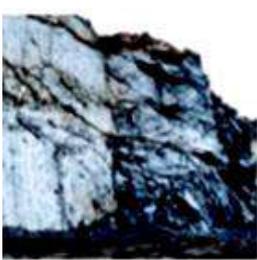
Cuadro N° 13. Caracterización del macizo rocoso en función de los bloques basado en el entramamiento y las condiciones de las juntas. Adaptada de Hoek (2006).

<p>ROCAS DIACLASADAS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>A partir de la litología, estructura y condiciones superficiales de las discontinuidades, se estima un valor promedio del GSI, No se debe tratar de ser muy preciso. Un rango de 33.37 es mas realista que un GSI = 35. Note que la tabla a macizos estructuralmente controlados por fallas, donde planos estructurales débiles están presentes en una dirección desfavorable con respecto al frente de excavación, estos podrán dominar el comportamiento del macizo rocoso. Las zonas de fallas son propensas a la alteración como resultado de los cambios de humedad que pueden reducirse cuando el agua esta presente. Cuando trabajamos en rocas de regular o mala calidad, cambian las condiciones por el cambio de humedad.</p>	<p style="text-align: center;">CONDICIONES DE HUMEDAD</p> <p>MUY BUENAS Superficies muy rugosas, superficies no meteorizadas frescas</p> <p>BUENAS Superficies rugosas, ligeramente meteorizadas manchas con hierro</p> <p>REGULAR Superficies lisas, moderadamente meteorizadas y alteradas</p> <p>POBRE Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización y rellenos compactos o rellenos de frag.</p> <p>MUY POBRE Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización con rellenos de arcilla suave</p>																																																																																																														
<p> INTACTA O MASIVA, Especímenes de roca intacta o masiva in-situ, roca con discontinuidades amplias y espaciadas.</p> <p> FRACTURADA, Macizo rocoso con bloques entrabados, consistente en bloques cúbicos formados por tres intersecciones.</p> <p> MUY FRACTURADA, Macizo parcialmente perturbado con bloques entrabados y angulares, formados por cuatro o mas.</p> <p> FRACTURADA/PERTURBADA, Macizo rocoso plegado formado por bloques angulares formados por la intersección de varios.</p> <p> DESINTEGRADA, Macizo rocoso altamente fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados, pobremente.</p> <p> FOLIADA/LAMINADA, Se carece de bloques debido débil material presente en los planos de foliación o de cizalla.</p>	<p style="text-align: center;">DECRECE LA CALIDAD DE LA SUPERFICIE →</p> <p style="text-align: center;">DECRECE EL ENTRABAMIENTO DE LOS BLOQUES ↓</p> <table border="1" style="width: 100%; height: 100%; text-align: center;"> <tr> <td style="width: 12.5%;"></td> </tr> <tr> <td>90</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> </tr> <tr> <td>80</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>70</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>60</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>50</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>40</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>30</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>20</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>10</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>											90								N/A	N/A	80										70										60										50										40										30										20										10										N/A	N/A								
90								N/A	N/A																																																																																																						
80																																																																																																															
70																																																																																																															
60																																																																																																															
50																																																																																																															
40																																																																																																															
30																																																																																																															
20																																																																																																															
10																																																																																																															
N/A	N/A																																																																																																														

Cuadro N° 14. Estimación del GSI para macizos heterogéneos como flysch, Adaptada de Hoek (2006).

GSI PARA MACISOS HETEROGENEOS COMO FLYSCH (Marinos P. and Hoek E,2000) A partir de la litología, estructura y condiciones superficiales de las discontinuidades, se estima un valor promedio del GSI. No se debe tratar de ser muy preciso. Un rango de 33-37 es mas realista que un GSI=35. Note que el criterio de Hoek - Brown no aplica a estructuras controladas por fallas, donde la orientación desfavorable de los planos de debilidad esta presente pudiendo estos dominar el comportamiento del macizo rocoso. Algunos esfuerzos en el macizo son reducidos por la presencia de agua y esta puede conducir a un ligero desplazamiento y deteriorar la calidad. La presión de agua no hace cambios en el valor de GSI y este puede tratarse con esfuerzos efectivos.		CONDICIONES DE SUPERFICIE EN LAS DISCONTINUIDADES (Plana y foliación predominantes)	MUY BUENAS Superficies muy rugosas, superficies no meteorizadas, fresca.	BUENAS Superficies rugosas, ligeramente meteorizadas, manchadas con hierro.	REGULAR Superficies lisas, moderadamente meteorizadas y alteradas.	POBRE Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización y rellenos compactos o rellenos de frag.	MUY POBRE Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización con rellenos de arcilla suave
COMPOSICIÓN Y ESTRUCTURA							
 A. El espesor de la capa de arenisca. El efecto del recubrimiento pelítico sobre los planos de las capas es minimizado por el efecto del confinamiento del macizo rocoso.							
 B. Arenisca con intercalaciones de limolita	 C. Arenisca y limolita en iguales cantidades.	 D. Limolita con estratos de arenisca.	 E. Limolita y arcillolita con estratos de arenisca.				
E, D, E y G pueden ser mas o menos foliadas como se ilustra, pero no cambian los esfuerzos. La deformación tectónica, fallas y pérdida de continuidad implica desplazarse a las categorías F y H.		 F, Tectónicamente deformado, intensamente foliado/fallado, material arcilloso cizallado de limolita y arcillolita con fragmentos de areniscas deformados.					
 G. Arcillolitas y limolitas inalteradas con o sin arenisca.		 H. Limolita y arcillolita tectónicamente deformada formando una estructura caótica con paquetes de arcilla. Delgados estratos de arenisca transformada en pequeñas.					

Cuadro N° 15. Guía para estimar el factor de alteración D, Adaptada de Hoek (2006).

APARIENCIA DEL MACIZO ROCOSO	DESCRIPCIÓN DEL MACIZO ROCOSO	VALOR SUGERIDO DE D
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, resultado en la perturbación mínima del macizo alrededor del túnel.	D=0
	Excavación mecánica o manual en macizo de mala calidad (sin voladura) resultando en la mínima perturbación en el macizo rocoso circundante. Cuando se presenta problemas de fluencia con significantes movimientos en el piso, la perturbación puede ser severa a menos que una solera temporal o contrabóveda se instala, como muestra la fotografía.	D=0 D=5 sin solera
	Voladura de muy mala calidad en un túnel de roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 - 3m en el macizo circundante.	D=0.8
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños en el macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía.	D=0.7; buena voladura, D=1 pobre voladura.
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cavo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	D=1; voladura de producción. D=0.7; excavación mecánica.

De acuerdo a las investigaciones geotécnicas realizados en campo y en laboratorio, en el área de estudio se ha identificado el macizo rocoso compuesto por roca caliza con diferentes grados de fracturamiento lo cual se ha clasificado en 03 tipos, estos son:

- Roca caliza sana
- Roca caliza fracturada
- Roca caliza fragmentada con trazas de arcilla

A partir de esta clasificación y utilizando los cuadros 13,14 y 15 se determinó los siguientes parámetros que se muestran en el cuadro N° 16.

Cuadro N° 16. Propiedades del macizo rocoso.

Descripción	Peso unitario (KN/m ³)	UCS	GSI	mi	D
Roca caliza sana	22.06	38 270	60	10	1
Roca caliza fracturada	22.06	38 270	45	10	1
Roca caliza fragmentada	22.06	18 720	30	10	1

Fuente: Elaboración propia.

3.1.4.3. Determinación del módulo elástico del macizo

La estimación del módulo elástico de la roca se realiza en función al parámetro RMR de la roca (Rock Mass Rating) de Z. T. Bieniawski (1979) el mismo que resulta de la suma de los 5 valores que corresponden a las características medidas u observadas del macizo rocoso. En el cuadro 17 se ha marcado con un círculo los valores que corresponden al presente proyecto.

El módulo de deformación (módulo elástico) del macizo rocoso se obtiene a partir del valor de RMR mediante las ecuaciones establecidas en unidades de (MPa) como las que se muestran:

Relación entre el módulo de deformación "in situ" y RMR

$$E_{est} = 2 * RMR - 100 \quad \text{para } RMR > 50$$

Según Bieniawski (1979)

$$E_{est} = 10^{(RMR-10)/40} \quad \text{para } RMR > 50$$

Según Serafim y Pereira (1983)

Cuadro N° 17. Cálculo de RMR.

Parámetro		Rango de valores							
1	Resistencia de la roca intacta	Ensayo carga puntual	> 10 Mpa	4-10 Mpa	2-4 Mpa	1-2 Mpa			
		Compresión simple	> 250 Mpa	100-250 Mpa	50-100 Mpa	25-50 Mpa	5-25 Mpa	1-5 Mpa	< 1 Mpa
	valor	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD	90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%			
	valor	20	17	13	8	3			
3	Espaciado de las discontinuidades	> 2m	0.6 - 2m	0.2 - 0.6m	6 - 20cm	< 6 cm			
	valor	20	15	10	8	5			
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1m	1-3m	3-10m	10-20m	> 20m		
		Valor	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
		Valor	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		valor	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Valor	6	4	2	2	0		
5	Flujo de agua en las juntas	Relación P(agua)/P(princ)	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		Codiciones generales	Completamente secas	Ligeramente húmedas	Húmedas	Goteando	Agua fluyendo		
Valor		15	10	7	4	0			

Cuadro N° 18. Resultados del cálculo de RMR.

Parámetro de entrada		Valores
1	Resistencia del material intacto. Valor máximo = 15	15
2	R.Q.D. valor máximo = 20	8
3	Distancia entre las discontinuidades valor máximo = 20	10
4	Condición de las discontinuidades valor máximo = 30	4+5+5+6+3 =23
5	Agua subterránea valor máximo = 15	10
Total = RMR		66

Usando la ecuación para valores de $RMR > 50$ de Bieniawski resulta un módulo de deformación de:

$$E = 2(66) - 100 \quad E = 32 \text{MPa} \quad \text{ó} \quad E = 320 \text{Kg/cm}^2 \quad \text{ó} \quad E = 3200 \text{Tn/m}^2$$

Le corresponde un coeficiente de balasto de $K = 53.76 \text{Kg/cm}^3$

3.1.5. Mapeo de unidades geotécnicas

Consiste en el proceso de identificación y delimitación de las diferentes unidades geotécnicas, es decir el levantamiento sistemático de parámetros geotécnicos.

Durante los trabajos de campo se realizaron las descripciones de los materiales encontrados en las calicatas a cielo abierto, trincheras excavadas y excavaciones existente. En base a estas observaciones se estableció un patrón de distribución de materiales que se asocia a una posible forma de evolución geotécnica del sector.

Para establecer una hipótesis de origen de los materiales observados se considera los siguientes factores:

- a) El material fino encontrado tiene consistencia muy densa y estructura de roca, con similar dirección de estratificación que la roca caliza.
- b) El material presenta pequeños núcleos muy duros facetados pero que pueden ser raspados con una cuchilla
- c) El material puede clasificarse como limo o arcilla limosa pero no se trata de un suelo transportado puesto que conserva la estructura de la roca madre en cuanto a capas y diaclasas.
- d) La presencia del material alterado se da en el perímetro del promontorio de roca caliza y no se presenta en el interior del mismo.
- e) La profundidad hasta la que se introduce esta roca alterada hacia el interior del macizo no es muy grande en los casos observados.

Por estas razones se puede afirmar que no se trata de lentes de lutita si no de alteraciones en el perímetro del macizo que se produjeron cuando el lago Titicaca alcanzaba los niveles en los que se producen. Se puede fácilmente imaginar que el promontorio de caliza en otros tiempos era una pequeña península que invade al lago tal como ahora lo hace la "Isla Esteves" y otros similares.

En el área de estudio se ha identificado 03 unidades geotécnicas que a continuación se describe:

- a) Unidad geotécnica roca caliza, consiste en el afloramiento de roca caliza que se extiende en casi todo promontorio, lo cual se ha clasificado en 3 tipos según su grado de fracturamiento tal como se aprecia en el cuadro N° 16.
- b) Unidad geotécnica suelo residual, consiste en pequeñas acumulaciones o lentes de suelos residuales que no involucra significativamente al estudio de análisis de estabilidad física por lo que no aparece en las secciones analizadas.
- c) Unidad geotécnica fango peri-lacustre, es la superficie con mayor extensión, situada en la parte baja del promontorio que involucra la estabilidad física del terreno de fundación. Las propiedades de este material se muestran en el cuadro N° 19.

Por otra parte, en las secciones también se ha identificado el material denominado relleno estructural que puntualmente se encuentra al lado sur del edificio estudiado, las propiedades de este material se encuentran en el cuadro N° 19.

Cuadro N° 19. Propiedades físicas de suelos en el área de estudio.

Descripción	Peso unitario (KN/m ³)	Φ (°)	C KN/m ²
Fango peri - lacustre	17.16	33.16	29.42
Relleno estructural	18.00	35.00	0.00

Fuente: Zonificación geotécnica de la ciudad universitaria de la UNA – Puno.



Figura 45. Plano geotécnico del área de estudio.

Fuente: Elaboración propio.

3.2. Análisis cuantitativo de las variables

3.2.1. Análisis de Estabilidad Física del terreno de fundación

El procedimiento para realizar el análisis de la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la UNA Puno, se adoptó el mismo mecanismo que para el análisis de estabilidad en taludes considerando los parámetros físicos del terreno a ser usados.

Las propiedades físico - mecánicas que conforman el terreno actual ha sido investigada a partir una muestra tomada mediante calicatas excavadas en el lugar conveniente, la cual fue remitida al laboratorio de mecánica de suelos y rocas, a efectos de ser sometida a ensayos de caracterización física con el propósito de conocer sus principales parámetros geomecánicos.

Se realizó el análisis de estabilidad del terreno. Para ello se tomaron en cuenta las siguientes premisas:

- a) El análisis pseudo-estático, se realizó con las recomendaciones establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones en la Norma E.030 y E.050. En este caso la aceleración máxima o de diseño es de $a = 0.35g$.
- b) El Factor de Seguridad mínimo para taludes en condiciones sísmicas es de 1.5. Recomendaciones de códigos extranjeros para este caso sísmico dan valores de Factor de Seguridad que oscilan entre 1.2 y 1.5 (Yang H. Huang, 'Stability Análisis of Earth Slopes').

3.2.2. Cálculos de análisis de estabilidad mediante SLIDE v.6.0

Para cálculo de estabilidad, se utilizó el programa computacional SLIDE v.6.0 que realiza los análisis de estabilidad según equilibrio límite bidimensional para deformaciones planas, calculando el factor de seguridad de un talud empleando el método Spencer, el programa permite analizar un rango superficie única de falla críticas circulares y no circulares. Se obtiene así el mínimo factor de seguridad, graficando las superficies de falla con menores factores de seguridad. Este programa ofrece, entre otras, las siguientes opciones:

- Sistemas de suelos heterogéneos
- Suelos con características de resistencia anisotrópicas
- Envolvente no lineal de esfuerzos, según Mohr Coulomb
- Presiones de poros calculadas de diversas maneras: A partir del coeficiente de presión de poros de una superficie freática, de una superficie piezométrica o de una malla de presiones de poros definida previamente,
- Verificación de errores de entrada de datos
- Visualización preliminar de la geometría del talud analizado
- Análisis de estabilidad estáticos y pseudoestáticos.

El programa analiza la estabilidad de taludes tomando en cuenta las propiedades del suelo y/o roca (cohesión y ángulo de fricción), las características geométricas del talud y las variables desencadenantes de deslizamiento (nivel de agua).

Los valores de estos parámetros se han seleccionado teniendo en consideración los resultados de los diversos ensayos de campo y de laboratorio, la evaluación de las condiciones geológicas y geotécnicas de la cimentación.

3.2.2.1. Metodología de análisis

Se aplicará específicamente el método de SPENCER llevando a cabo una serie de iteraciones de cálculo con el objeto de obtener la SPF más desfavorable. De esta manera, el programa entregará para cada círculo de deslizamiento el FS.

El cálculo utiliza el método de las dovelas. Este método asume que no hay fuerzas de corte entre dovelas adyacentes y que la geometría de cada una queda definida por su altura, h , medida a lo largo de su línea central, su ancho, y por las inclinaciones de su base y de su parte superior.

El método de Spencer es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos. El procedimiento de Spencer (1967) se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, o sea, que tienen el mismo ángulo de inclinación.

(Ortuño,2004) Este método se supone que las resultantes de las fuerzas entre rebanadas tienen una inclinación constante a lo largo de todo el talud:

$$\frac{X_i}{E_i} = \tan\phi$$

Donde $f(x)$ (figura 4.28) describe de alguna manera la forma en que $\frac{X_i}{E_i}$ varía a lo largo del talud, y el coeficiente λ ($0 < \lambda < 1$) es un factor

de corrección a determinar (incógnita) para que se cumplan las condiciones de equilibrio horizontal y de momentos ($(F_m = F_1)$).

Esto significa que $f(x)=1$ y $\lambda=\tan \Phi$.

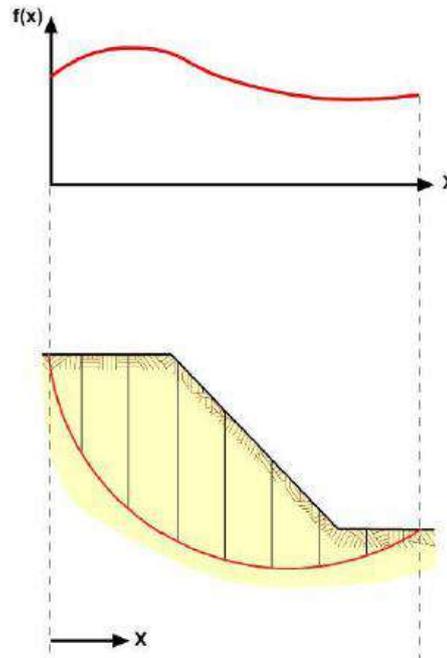


Figura 46. Función $f(x)$.

El método de Spencer es recomendado por una gran cantidad de entidades internacionales.

3.2.2.2. Ingreso de datos al programa

Una vez ingresado al programa Slide v. 6.0 a través de la barra de menús se deberá ingresar los siguientes datos.

- Sección o perfil del terreno a analizar definido por contornos de límites de los materiales del estrato.
- Propiedades de los materiales
- Nivel freático
- Cargas sometidas en la sección
- Cargas de sismo

a) Sección o perfil del terreno

La sección se obtiene a partir del plano topográfico modelado en 3d con la ayuda del programa Auto CAD Civil 2017, lo cual es previamente definido en la vista en planta priorizando la sección más crítica que pueda involucrar la estabilidad física del terreno (ver anexo 05 Planos). En la figura 47 se puede apreciar las 02 secciones más críticas del presente estudio.

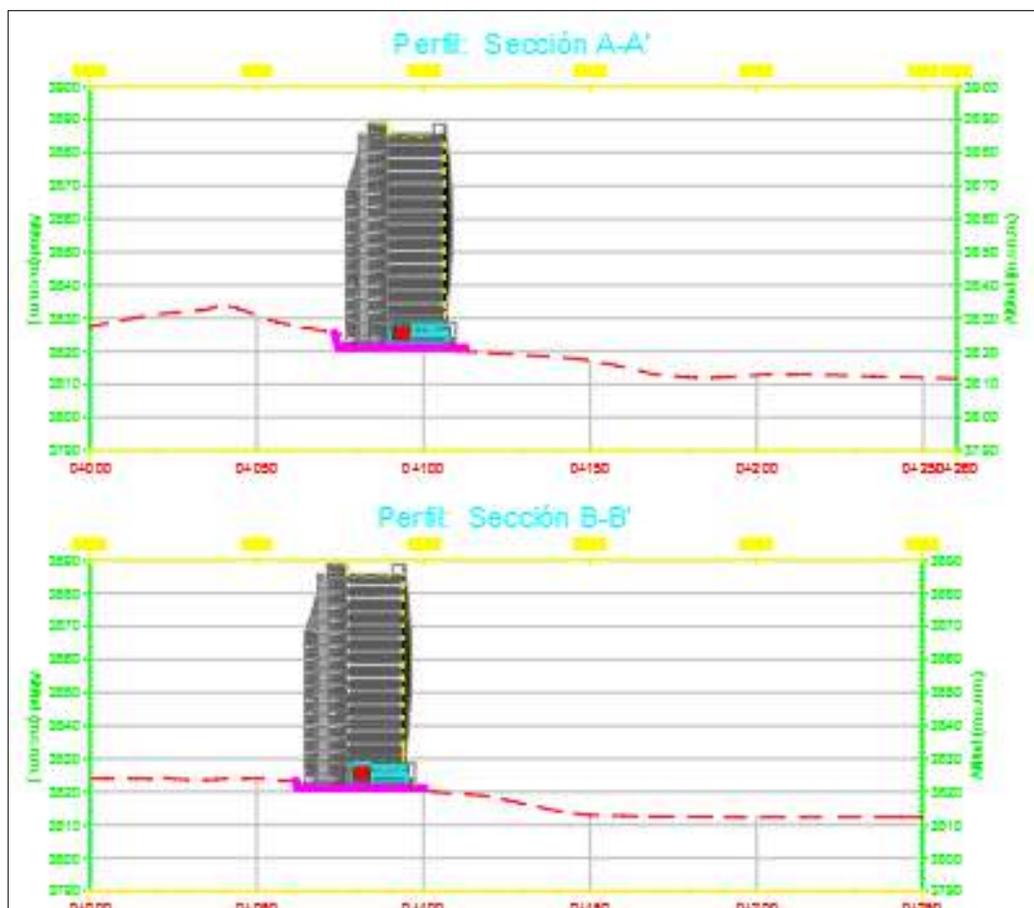


Figura 47. Secciones topográficas críticas.

Fuente: Elaboración propia.

b) Propiedades de los materiales

Los Contornos de material son usados en Slide para definir los límites entre diferentes zonas de materiales dentro del contorno externo.

Cada material identificado dentro de la sección tiene propiedades diferentes de acuerdo a los parámetros determinados en campo y en laboratorio (ver figura 48). En este caso para la sección A-A' y B-B' se ha definido los siguientes materiales:

- Roca caliza sana
- Roca caliza fracturada
- Roca caliza fragmentada con trazas de arcilla
- Fango peri – lacustre
- Relleno estructural

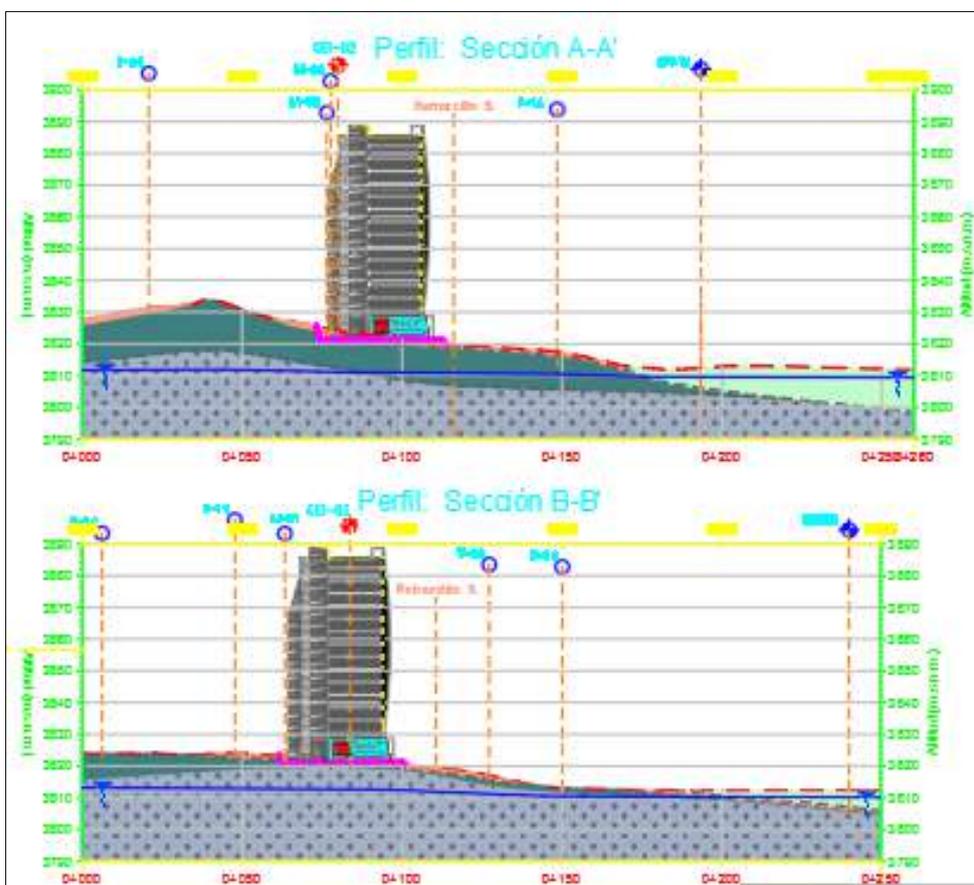


Figura 48. Secciones geotécnicas.

Fuente: Elaboración propia.

Las propiedades de cada material se muestran en los cuadros N° 16 y 19.

Para el caso del macizo rocoso denominado roca caliza sana, la estimación de la resistencia del macizo se realizó a través del criterio

generalizado de Hoek Brown, debido a que este método es más práctico a través del uso de las tablas y por otra parte, solo se cuenta con datos resistencia de roca intacta obtenido del ensayo carga puntual, en este caso 38 270 KPa.

De la misma forma se ingresó las propiedades para la roca caliza fracturada y roca caliza fragmentada con trazas de arcilla tal como se muestra en la figura 49. Pero para los materiales correspondiente a suelos se utilizó el criterio de Mohr Coulomb donde se ingresa los datos de cohesión y ángulo de fricción.

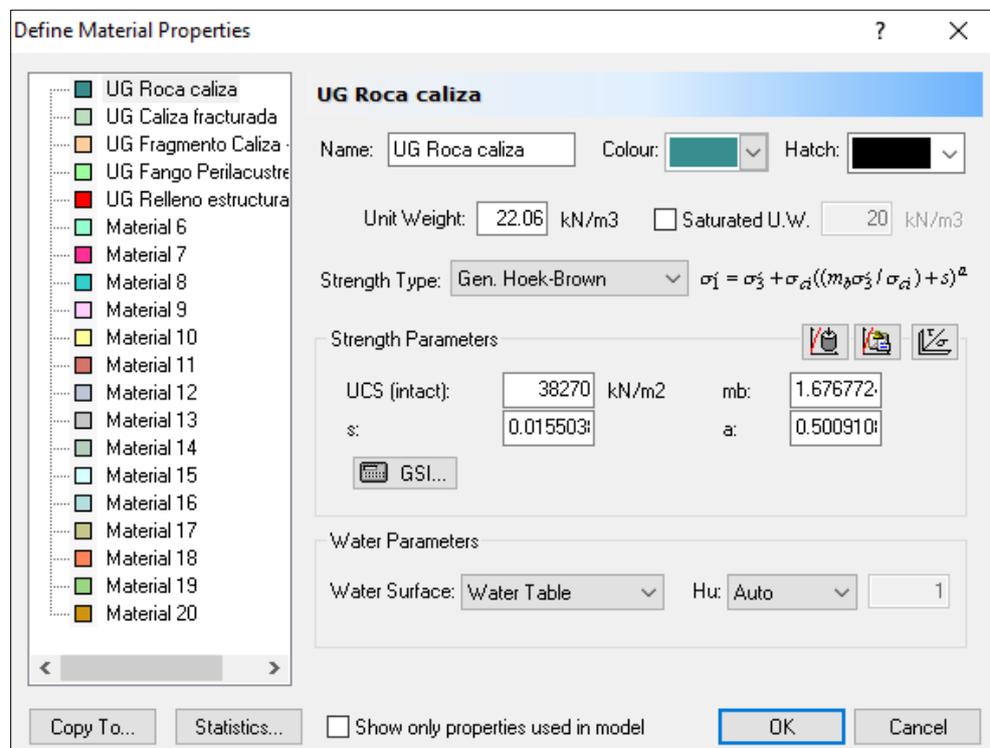


Figura 49. Definición de las propiedades de los materiales.

Fuente: Elaboración propio.

c) Nivel freático

El nivel del agua en el subsuelo se ha estimado de acuerdo a los datos de refracción sísmica y los datos del SPT-12 que se indicaron anteriormente.

En la figura 48 se puede apreciar la línea azul que indica el nivel freático, en donde debajo del edificio el nivel se encuentra a 12 m de profundidad.

d) Cargas externas sometidas en la sección

Como se puede apreciar en las figuras 47 y 48, encima de la superficie del terreno existe una construcción de magnitud significativa lo cual es motivo de la presente investigación, esta edificación por el tipo de material de construcción representa una carga vertical significativa que se somete directamente al terreno a través de sus zapatas y vigas de cimentación.

Para determinar la carga que representa esta edificación se hizo el siguiente cálculo.

- Datos iniciales obtenidos de los planos de ingeniería de detalle del edificio.
 - ✓ Carga ultima idealizado para el edificio: 15 184.80 Tn.
 - ✓ Área total de cimentación del edificio: 588.15m²
- Estimación de la carga distribuida del edificio en la sección:
 - ✓ $15\ 184.80\ \text{Tn} / 588.15\text{m}^2 = 25.82\ \text{Tn/m}^2 = 253.19\ \text{KN/m}^2$.

Por lo consiguiente, idealizando en la sección se aplicará una carga distribuida de 253.19KN/m² a lo largo de la ubicación del edificio.

e) Cargas de sismo

Finalmente, para el análisis de estabilidad pseudo – estático se requiere ingresar la carga horizontal que es generado por las aceleraciones máximas de un sismo en el lugar de estudio.

En este caso para el análisis pseudo – estático del edificio del complejo académico informático de la UNA – Puno, se hizo el siguiente cálculo:

- Aceleración máxima (a.m.): 0.35 g
(estimación según R.N.E. 2016)

Transformando a gals = $0.35 \cdot 981 = 343$ gals

- Aceleración de diseño:

A.d. = $0.5 \cdot 343$ gals,

A.d. = 172 gals

Donde, 0.5 representa al porcentaje de reducción de la aceleración máxima.

- Coeficiente sísmico:

C.s. = $172 \text{ gals} / 981 \text{ gals} = 0.18$

Por lo consiguiente el coeficiente sísmico a ser ingresado en el programa Slide para el análisis pseudo – estático será 0.18, lo cual se ingresa en el programa a través del menú Loading.

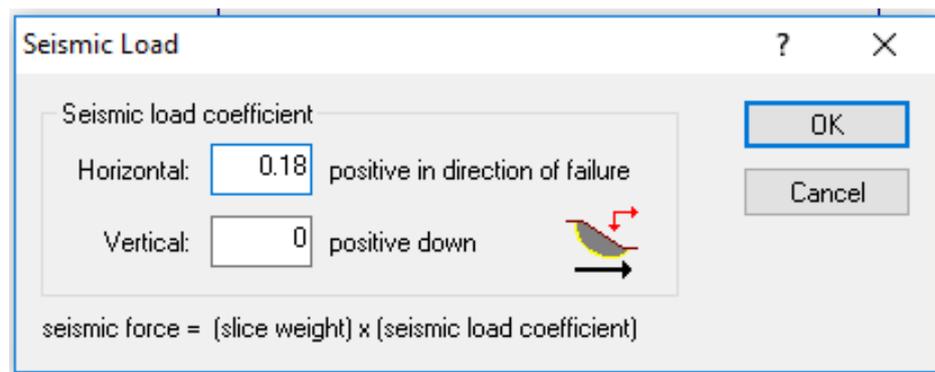


Figura 50. Ingreso de carga de sismo en el programa Slide.

3.2.2.3. Definición del tipo de falla y método de análisis

Luego de haber ingresado los datos al programa Slide, el siguiente paso es definir el tipo de superficie de falla que se analizará, en este caso por el tipo de terreno, se definió la superficie de falla tipo circular tal como se puede apreciar en la figura 51.

Por otra parte, para proceder al análisis también se debe configurar el método del análisis, ya que el programa ofrece 09 métodos diferentes, entre ellos se encuentra el método de Spencer, lo cual será elegido para el análisis de las 02 secciones del estudio (ver figura 52).

El método Spencer es un método riguroso en el análisis de las dovelas tal como se describe en el marco teórico.

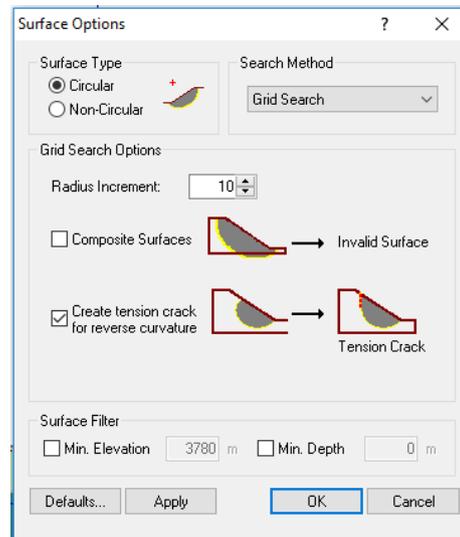


Figura 51. Configuración del tipo de falla en el programa Slide.

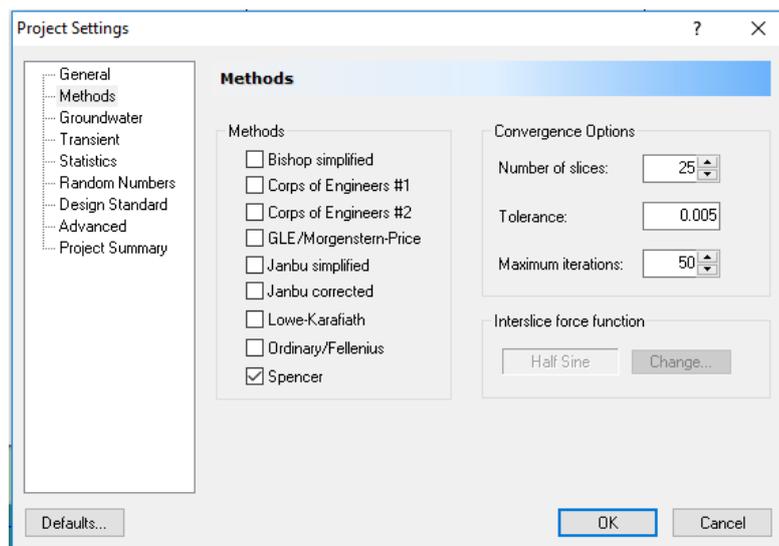


Figura 52. Elección del método de análisis en el programa Slide.

3.2.2.4. Análisis de estabilidad estática

Este análisis se refiere a la estabilidad del talud sin considerar la acción sísmica. Los resultados de los análisis se presentan en términos de factor de seguridad, utilizando la metodología del equilibrio límite.

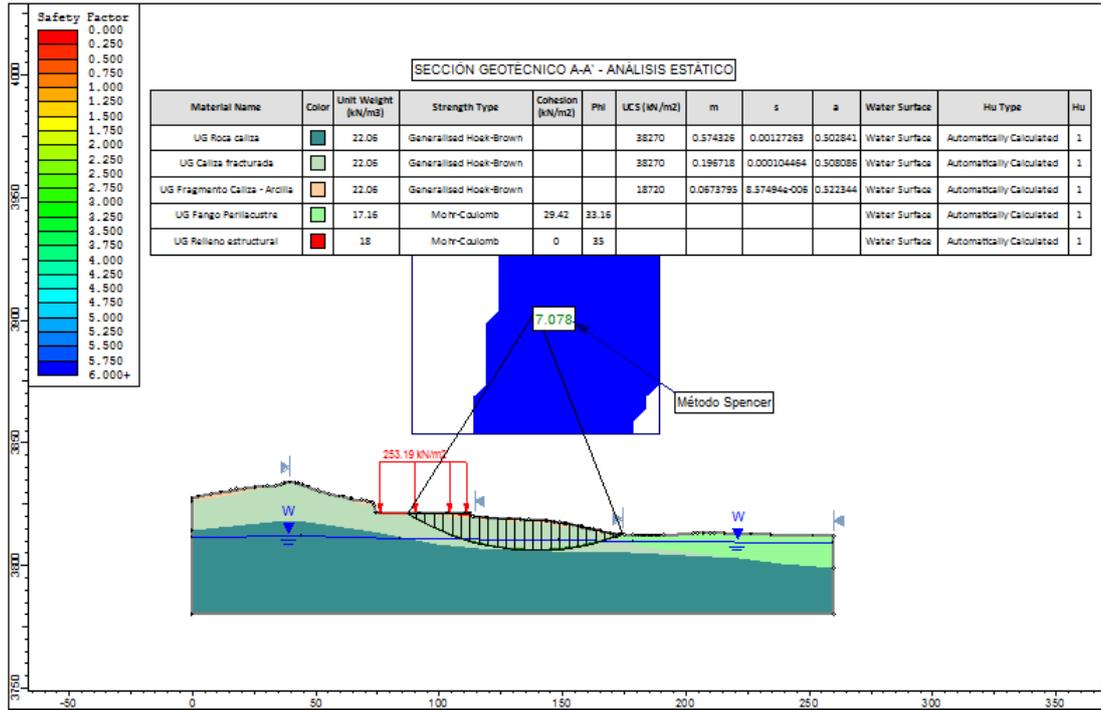


Figura 53. Sección Analizada A-A' – Condición estática (FS>1.5, Estable)

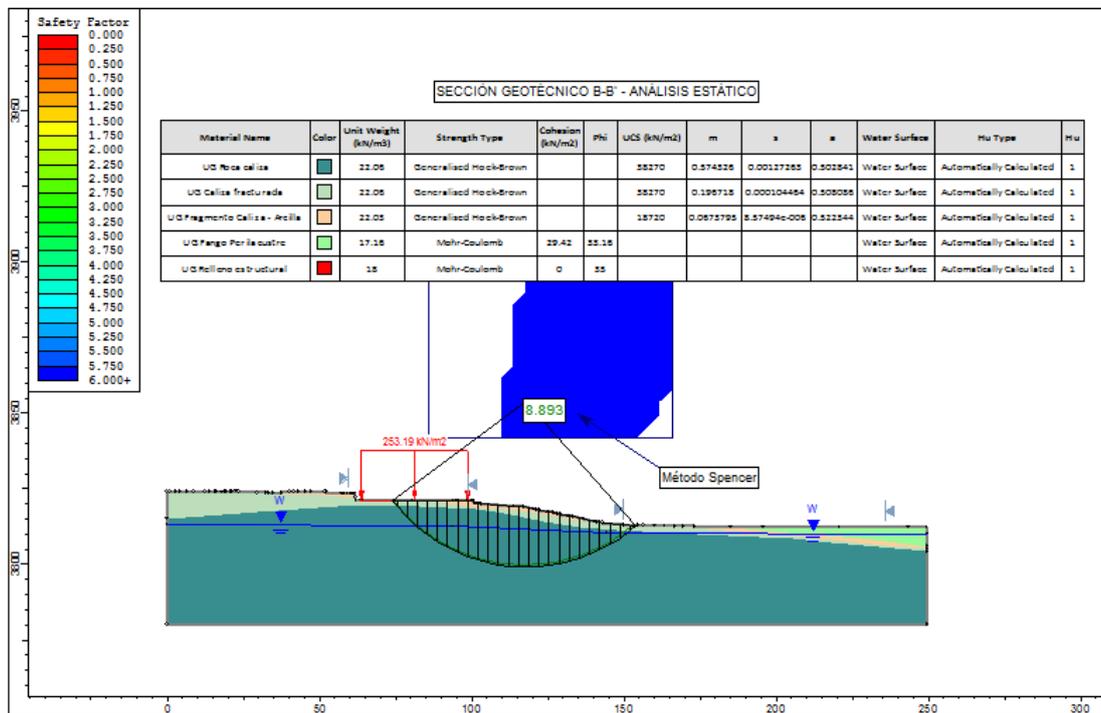


Figura 54. Sección Analizada B-B' – Condición estática (FS>1.5, Estable)

Cuadro N° 20. Resultado de del análisis de estabilidad en condiciones estáticas.

Sección	Factor de seguridad
Sección A-A'	7.078
Sección B-B'	8.893

De acuerdo con la representación gráfica anterior y el resultado de la simulación del comportamiento cinemático potencial de la ladera, se aprecia (ver línea negra) el plano de falla potencial más sensible al deslizamiento y un factor de seguridad (FS min: sección A-A' = 7.078 y Sección B-B'= 8.893), lo que manifiesta que cumple muy por encima con las condiciones de estabilidad y de acuerdo con la teoría del equilibrio límite, basta que el factor de seguridad sea igual a 1.5 para considerar el riesgo de falla.

3.2.2.5. Análisis de estabilidad pseudo-estática

El método consiste en calcular el factor de seguridad contra deslizamiento, cuando una fuerza horizontal es igual al producto del coeficiente sísmico por el peso de la masa potencial de falla, la cual es adicionada a las fuerzas estáticas ya existentes.

Es usual considerar una aceleración efectiva vez de instrumental pico, del valor del 30 al 50% más baja. Por lo tanto, las aceleraciones efectivas variarán de 0.18 a 0.23. El coeficiente sísmico para el diseño estará expresado en términos del período de la estructura y del período predominante del suelo.

La respuesta estructural de las obras de ingeniería derivada por métodos espectrales deberá considerar, a partir de los valores de aceleración propuestos, la amplificación estructural y las reducciones por ductilidad, amortiguamiento y los coeficientes de seguridad de diseño.

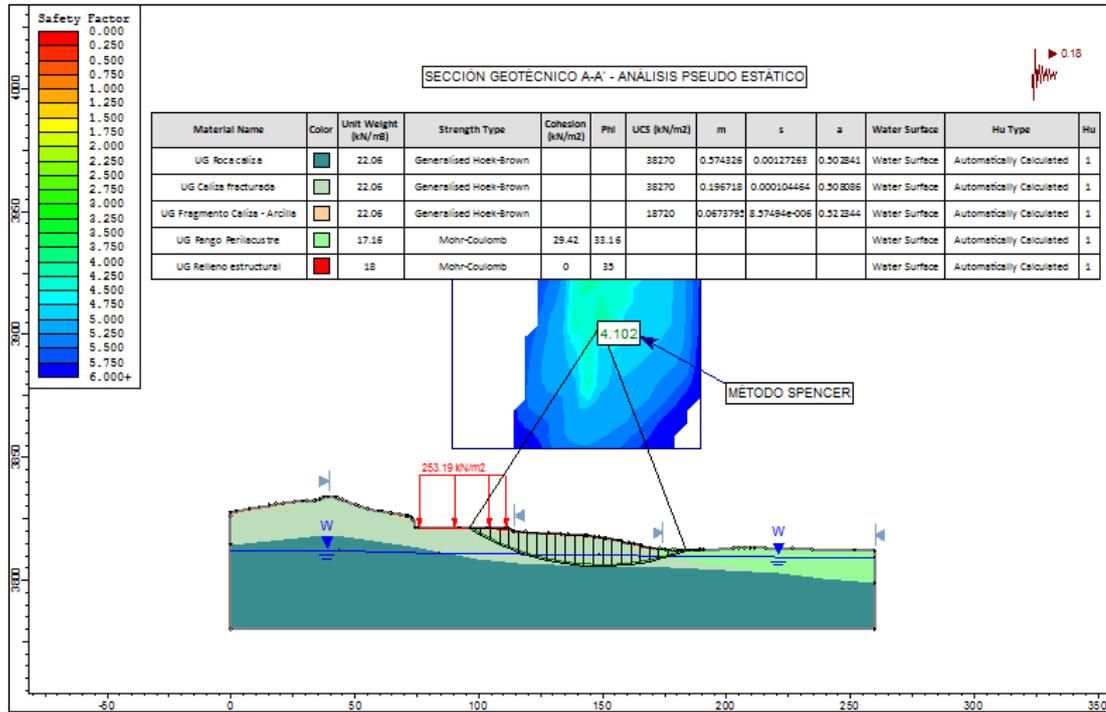


Figura 55. Sección Analizada A-A' – Condición pseudo estática (FS>1, Estable).

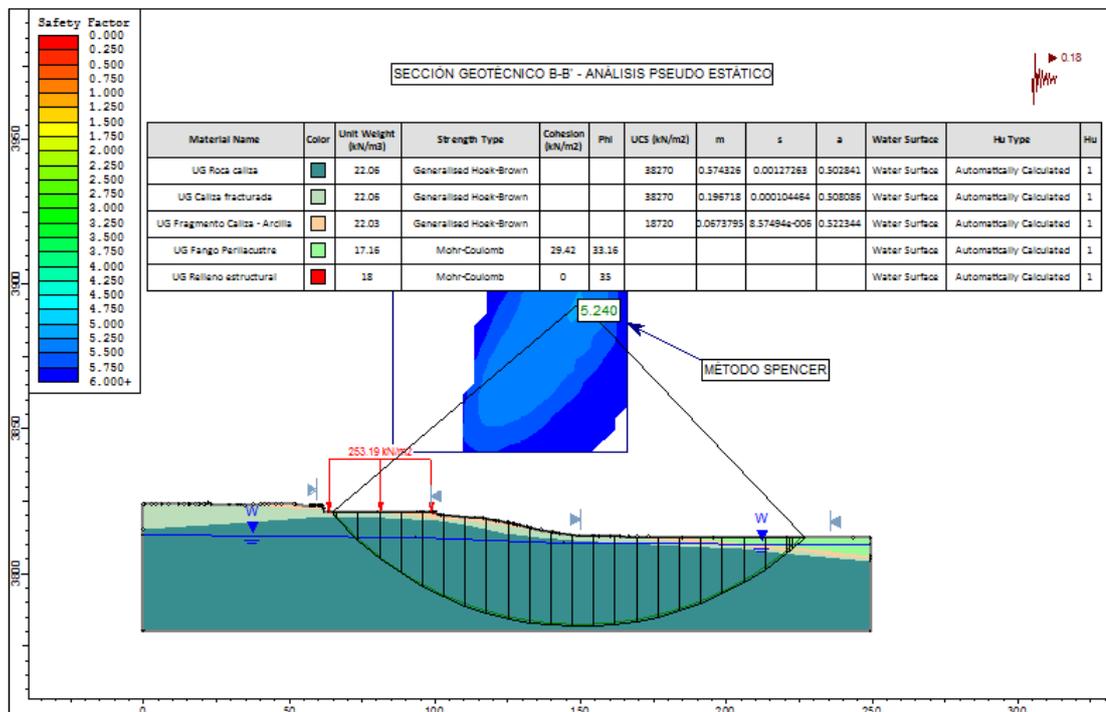


Figura 56. Sección Analizada B-B' – Condición pseudo estática (FS>1, Estable).

Cuadro N° 21. Resultado del análisis de estabilidad en condiciones pseudo - estáticas.

Sección	Factor de seguridad
Sección A-A'	4.102
Sección B-B'	5.240

Tal como se puede visualizar en la figura precedente el factor de seguridad obtenido en el análisis de estabilidad en condición pseudoestática, los resultados obtenidos son: FS min sección A-A' = 4.102 y Sección B-B'= 5.240, resultados que nos indican que se mantiene la estabilidad, lo que se infiere que los valores obtenidos cumplen con las condiciones de estabilidad de acuerdo con la Teoría de equilibrio límite ($F.S. \geq 1.0$).

3.2.3. Análisis probabilístico de estabilidad física

Para tener una interpretación más adecuada y un resultado final más fiable, se realizó el análisis probabilístico empleando el programa Slide, lo cual se basa en los métodos estadísticos.

Para este caso solo se considera la sección y condición más crítica, en este caso es la sección A-A' en condición Pseudo estático. Para lo cual se toma en cuenta lo siguiente:

- Método de muestreo = Monte Carlo
- Número de muestras = 1000
- Tipo de análisis = Mínimo Global

Cuando el tipo de análisis = igual mínimo Global, esto significa que el análisis probabilístico es llevado a cabo sobre la superficie de desplazamiento Mínimo Global localizada mediante análisis (determinístico) de estabilidad de talud.

El factor de seguridad será re-calculado N veces (donde N = Número de Muestras) para la superficie de desplazamiento mínima global,

usando una diferente serie de variables de introducción de datos aleatoriamente generadas para cada análisis.

Luego de haber ingresado las variables aleatorias de los materiales y las desviaciones estándares se obtiene los siguientes resultados:

- F.S. (determinístico) = 4.102
- F.S. (media) = 4.515
- P.F. = 0.100%
- R.I. (normal) = 1.655
- R.I. (log. normal) = 3.149

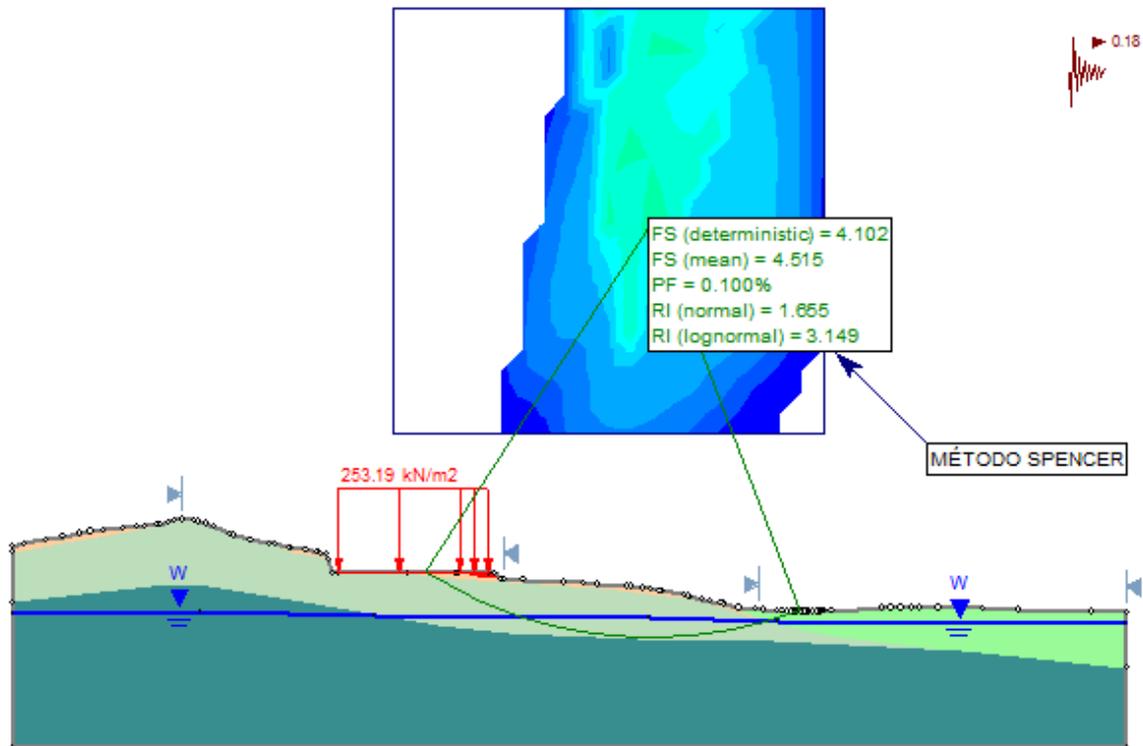


Figura 57. Resumen de resultados después de análisis probabilística.

Para tener una interpretación más ilustrativa de este análisis, a continuación, se muestra algunos gráficos estadísticos, en la figura 58 se muestra un histograma que gráficamente ilustra la probabilidad de falla, la cual es igual al área de histograma el cual sea resaltado ($FS < 1$), dividido entre el área total del histograma, en este caso es 0.10%.

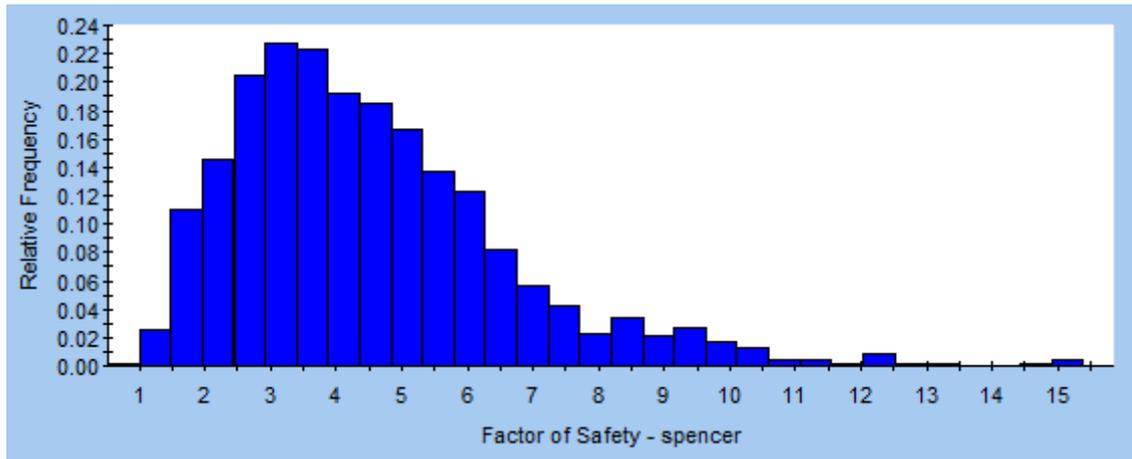


Figura 58. Histograma de Factor de Seguridad.

Por otro lado, en la figura 59 se muestra un gráfico de distribución acumulativa que representa la probabilidad acumulativa que el valor de una variable aleatoria será MENOR QUE O IGUAL A un valor dado.

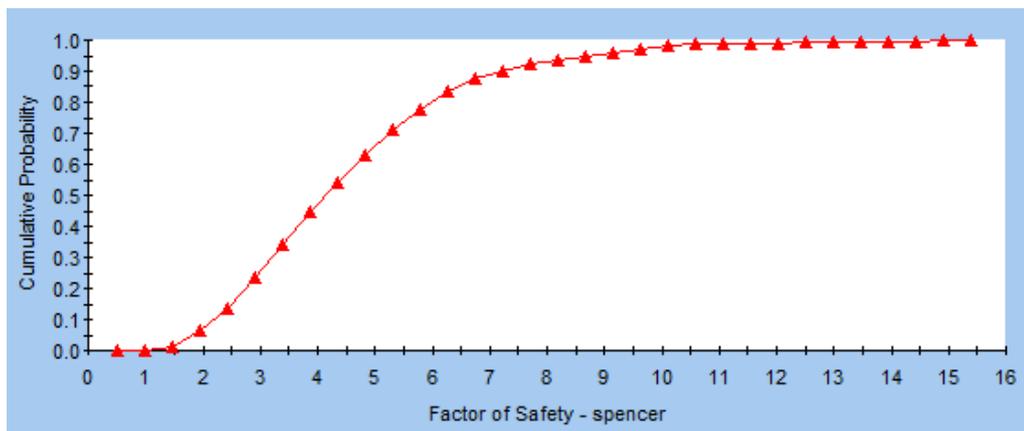


Figura 59. Gráfico acumulativo de factor de seguridad.

Finalmente, como resultado final el programa Slide nos da la probabilidad de falla, lo cual es simplemente igual al número de análisis con factor de seguridad menor de 1, dividido ente el número total de muestras:

$$P.F. = \frac{\text{Número de análisis con fallas}}{\text{Número de muestras}} * 100$$

En la figura 60 se puede apreciar que la probabilidad de falla es igual a 0.10%. Por lo tanto, la probabilidad de falla en la sección más crítica del análisis es de 0.10%.

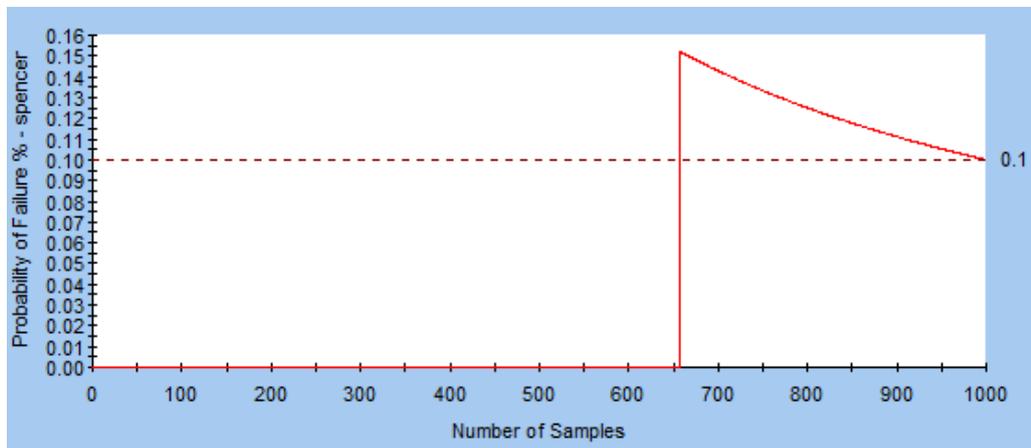


Figura 60. Gráfico de Convergencia – Probabilidad de Falla.

3.2.4. Cálculo de la capacidad de carga

Según el estudio geotécnico de verificación para la cimentación el complejo académico informático de la UNA – Puno, la capacidad de carga es comprendida como el máximo esfuerzo que es capaz de soportar el material de la cimentación antes de fallar por corte.

Las teorías de capacidad de carga para macizos rocosos tienen aplicación cuando las discontinuidades de la roca tienen un espaciamiento en el mismo orden de magnitud que las dimensiones de la cimentación. En el caso del proyecto analizado consiste en una platea de fundación con vigas rigidizantes y capiteles de ensanche se considera que el comportamiento del material es aleatorio por lo que puede ser calculada en base a la teoría de Meyerhof, el criterio de falla progresiva, considerando la profundidad mínima de fundación indicada.

$$q_c = cN_c s_c d_c i_c + \gamma D f N_q s_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Las expresiones de cálculo empleadas corresponden a la teoría de Meyerhof y son:

Expresión general:

Siendo N , s , d , i ; los factores de capacidad de carga, factor de forma, de profundidad i de inclinación de carga respectivamente. Estos valores son calculados en base a las siguientes expresiones:

- Capacidad de carga

$$N_q = e^{\pi * \tan \phi} * \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) * \tan(1.4 \phi)$$

- Factores de forma

$$S_c = 1 + 0.2 * K_p \frac{B}{L}, \text{ para cualquier valor de } \phi$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 * K_p \frac{B}{L}, \text{ para } \phi > 10^\circ$$

$$S_q = S_\gamma = 1, \text{ para } \phi = 0$$

- Factores de profundidad

$$d_c = 1 + 0.2 * \sqrt{K_p} * \frac{D_f}{B}, \text{ para cualquier valor de } \phi$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 * \sqrt{K_p} * \frac{D_f}{B}, \text{ para } \phi > 10^\circ$$

$$d_q = d_\gamma = 1, \text{ para } \phi = 0$$

- Factores de inclinación de carga

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2, \text{ para cualquier valor de } \theta$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2, \text{ para } \phi > 10^\circ$$

$$i_\gamma = 0, \text{ para } \phi = 0$$

3.2.4.1. Esfuerzo admisible

La capacidad de carga es afectada por los coeficientes de seguridad para determinar el esfuerzo admisible de modo que se tenga seguridad de estar alejados de la falla y principalmente para mantener las presiones de contacto dentro del rango elástico en la curva esfuerzo deformación.

Según el estudio geotécnico C.A.I. UNA – Puno, se ha calculado la capacidad de carga y esfuerzo admisible para el macizo de roca caliza puesto que se debe eliminar el suelo residual y reemplazando con concreto ciclópeo en caso de que se encuentre en algún sector de la cimentación (Ver Anexo 03 hojas de cálculo), se ha considerado un factor de seguridad de 3. Los resultados son los siguientes:

Cuadro N° 22. Resultado de capacidad de carga y esfuerzo admisible.

qa (kg/cm2)	Tipo de cimentación
32.10	Zapatas conectadas
25.83	Vigas de cimentación o cimientos corridos
31.33	Platea de fundación

3.2.5. Estimación de máxima capacidad de carga mediante Slide v. 6.0

El programa computacional Slide también nos permite estimar la máxima capacidad de carga de un talud buscando de la superficie de falla a través de varias iteraciones aplicando diferentes cargas. En este caso se hizo el ejercicio utilizando el método de análisis Spencer tomando en cuenta la condición de seguridad, tal que el F.S. ≥ 1.5 mediante el análisis estático por equilibrio límite (ver cuadro N° 23).

El análisis de estabilidad física se hizo en la sección más crítica, es este caso en la sección A-A', tal como se muestra en el cuadro N° 23.

Cuadro N° 23. Resultados de F.S. en la sección A-A'.

N°	Carga (KN/m ²)	F.S. Estático ≥ 1.50	F.S. Pseudo estático ≥ 1.00	Método de análisis
1	2000	2.42	2.10	Spencer
2	3000	1.93	1.73	Spencer
3	4000	1.64	1.50	Spencer
4	4500	1.53	1.41	Spencer
5	4650	1.50	1.39	Spencer

Con los datos obtenidos en la sección A-A' se realizó una regresión lineal en ambos escenarios (Estático y Pseudo estático), tal como se muestra en los gráficos 61 y 62, para lo cual se tomó en cuenta los F.S. min: 1.0 para condición estático y 1.5 para pseudo estática.

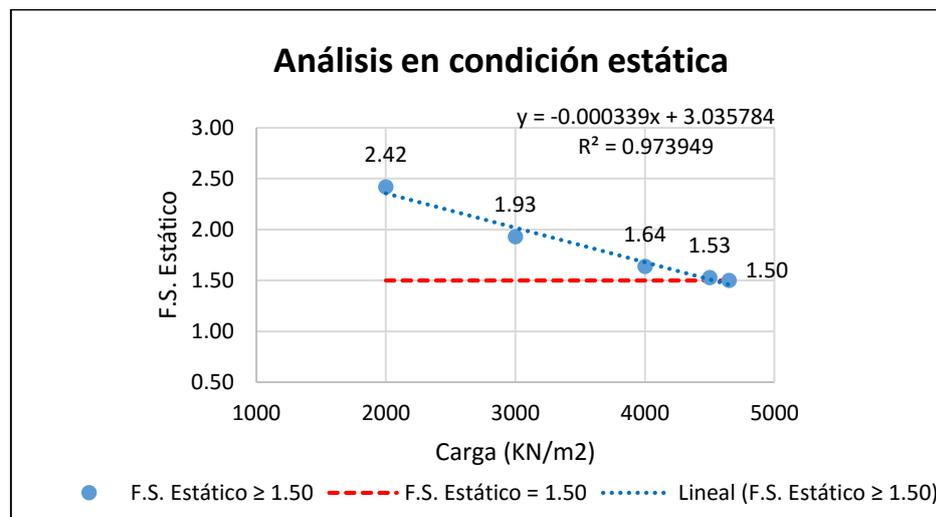


Figura 61. Regresión lineal en análisis en condición estática.

Fuente: Elaboración propia.

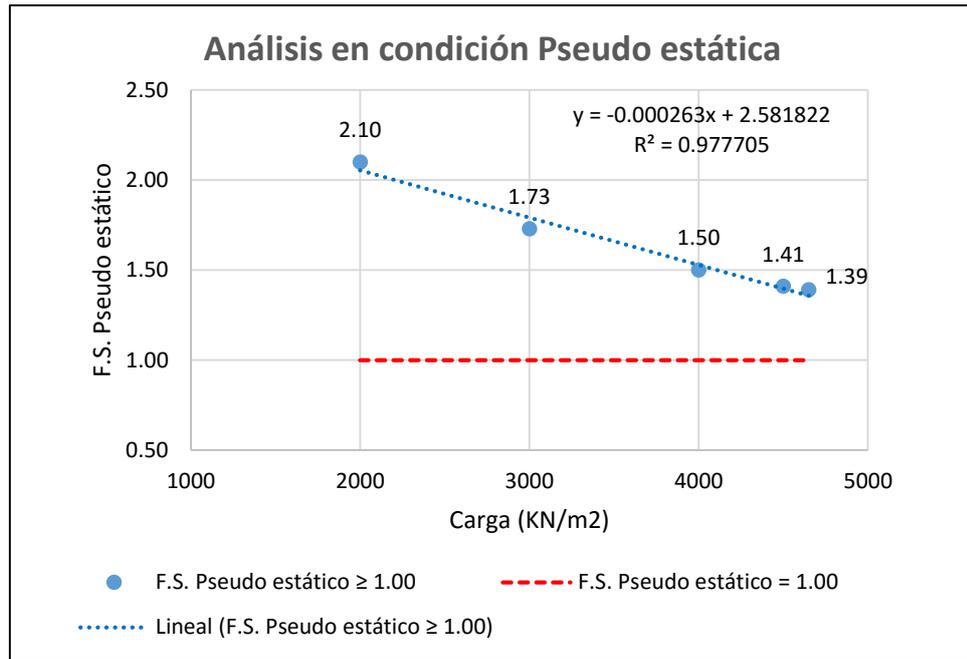


Figura 62. Regresión lineal en análisis en condición Pseudo estática.

Fuente: Elaboración propia.

Despejando la variable "x" y considerando la F.S. min en las 2 ecuaciones que se muestran en las figuras 61 y 62 se obtiene la carga ultima para las 2 condiciones de análisis, resultando como carga última: 4650 KN/m² en el primer caso (Estático F.S. ≥ 1.5) y 6015 KN/m² en el segundo caso (Pseudo estático F.S. ≥ 1.0), pero, de lo cual solo se considera el primero que aproxima al F.S. min. en este caso es la condición estática con una carga ultima de 4650 KN/m² equivalente a 474 Tn/m², muy superior a los datos obtenidos con los métodos convencionales.

Por otra parte, también se puede realizar una estimación aproximada del número de pisos que puede soportar el terreno de fundación, esto a partir de la carga última, pero dependería mucho del tipo estructura.

A continuación, se realiza el cálculo para la estimación del número de pisos del edificio considerando las mismas características de construcción (aporticada, concreto armado):

Datos:

- Peso promedio por cada piso: 898.73 Tn (metrado de carga muerta y viva)
- Área de cimentación total: 588.15 m²
- Máxima capacidad de carga del terreno: 4650 KN/m²

Solución:

$$898.73 \text{ Tn} / 588.15 \text{ m}^2 = 1.528 \text{ Tn/m}^2 = 14.985 \text{ KN/m}^2$$

Entonces # pisos será:

$$(4650 \text{ KN/m}^2) / (14.985 \text{ KN/m}^2) = 310.31$$

$$310.31 * 0.33 = 102.40 = 102 \text{ pisos}$$

(Se hace la reducción por seguridad, F.S.=3)

Por lo consiguiente el terreno de fundación analizado tendría una capacidad de carga como para soportar un edificio de 102 pisos de concreto armado sin comprometer su estabilidad física.

Es necesario aclarar que solo se refiere a la capacidad de carga del terreno (macizo rocoso) mas no al diseño estructural del edificio (Cimentación).

3.2.6. Verificación del diseño de la cimentación

La edificación proyectada con losa de 60cm vigas peraltadas rigidizantes de 1m y capiteles de 32x3m bajo las columnas en forma genérica son apropiadas para el tipo y magnitud de la edificación del proyecto, siempre y cuando se haya empleado los valores de esfuerzo admisible dados en el estudio original y se hayan calculado los asentamientos con el módulo esfuerzo deformación apropiado (ver figura 63 y 64).

Por otra parte, también se ha verificado el diseño de las zapatas aisladas que en total son 4 tipos tal como se puede apreciar en el plano de cimentaciones (Ver anexo 05 planos) y anexo 03 (hojas de cálculo), donde los resultados cumplen adecuadamente con el diseño.

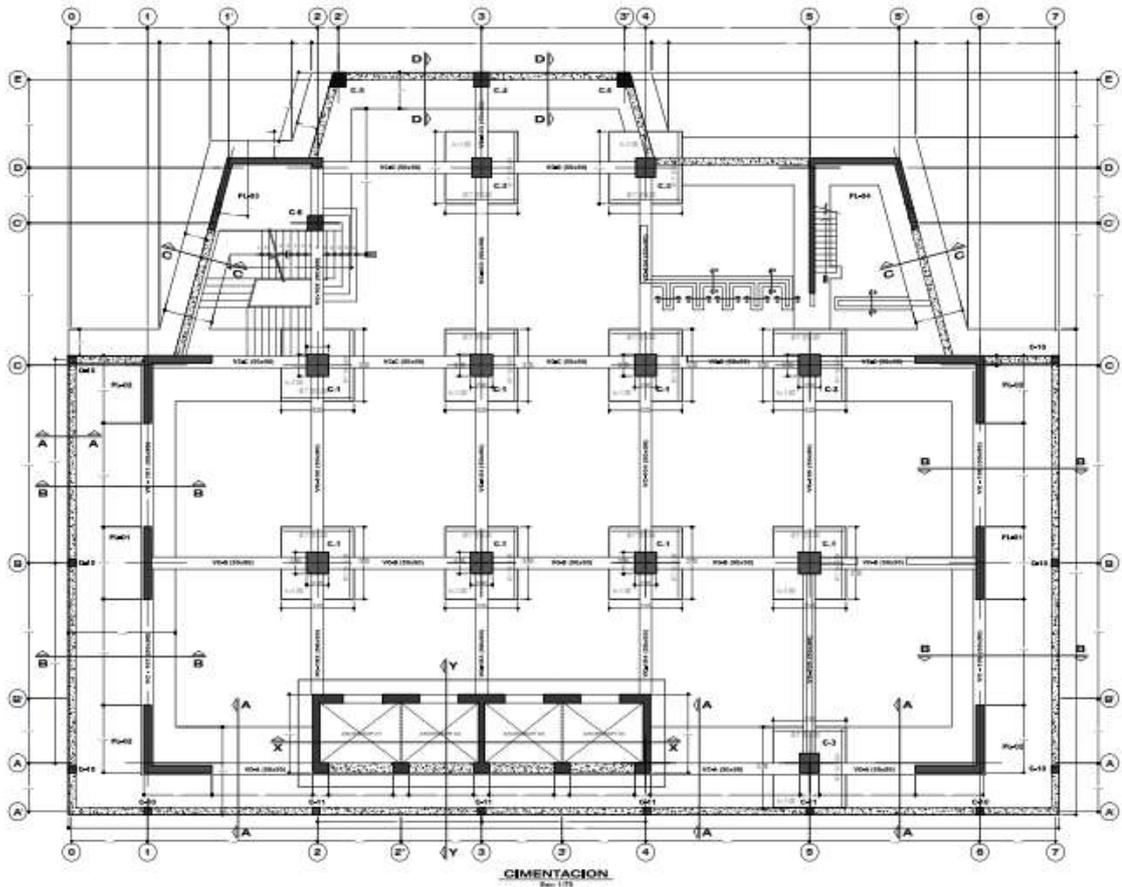


Figura 63. Cimentación vista en planta.

Fuente: Estudio definitivo para la construcción del complejo académico informático de la UNA – Puno.

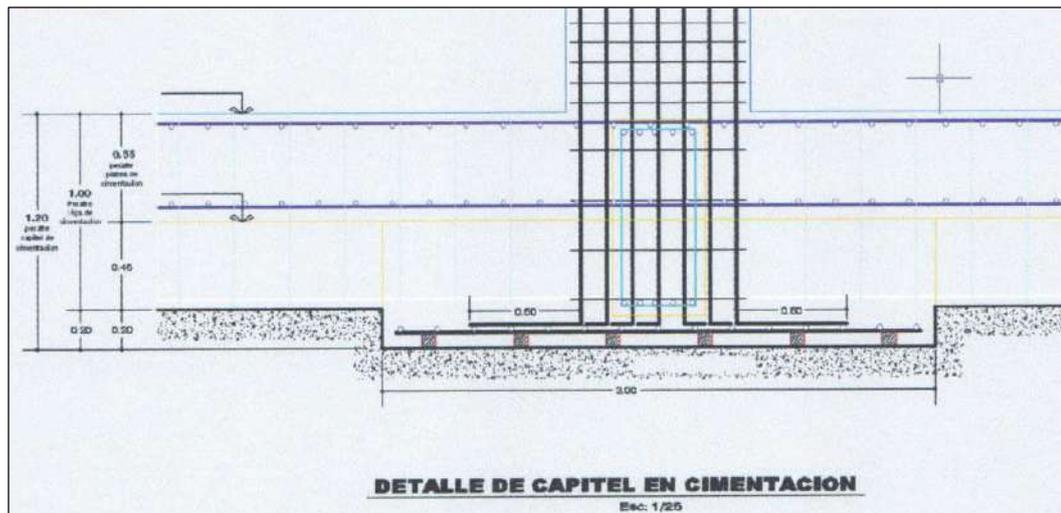


Figura 64. Detalle de capitel en la cimentación.

Fuente: Estudio definitivo para la construcción del complejo académico informático de la UNA – Puno.

3.3. Pruebas de normalidad

3.3.1. Análisis de Estabilidad Física

Del análisis realizado utilizando el programa geotécnico Slide y el método Spencer se obtuvieron los siguientes resultados:

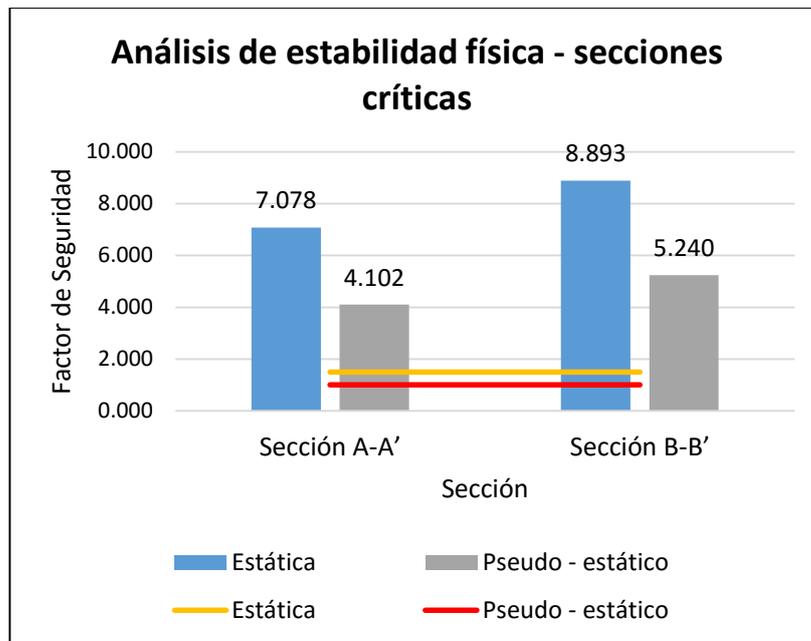


Figura 65. Resultado del análisis de estabilidad física del terreno.

Fuente: Elaboración propia.

En condiciones estáticas, la sección A-A' resultó con un F.S. de 7.078, la sección B-B' con un F.S. de 8.893. Por lo tanto, en ambos casos los resultados están muy por encima del F.S. min = 1.5, lo cual indica que la estabilidad física es ESTABLE, es decir no corre riesgo de deslizamiento o movimiento alguno a pesar de la construcción existente.

En condiciones Pseudo – estáticas, la sección A-A' resultó con un F.S. de 4.102 también por encima de 1, de igual manera en la sección B-B' resultó con un F.S. de 5.240, lo que indica que son estables ante cualquier riesgo sísmico.

Del análisis probabilístico, la probabilidad de falla en la sección más crítica del análisis (sección A-A') es igual a 0.10%.

Por otra parte, se puede ver las diferencias significativas de los F.S. entre las 02 condiciones de análisis, por lo que se puede deducir que las cargas de las aceleraciones máximas ocasionados por los sismos son de mucha importancia considerar en un análisis de estabilidad física.

3.3.2. Capacidad portante del área de fundación

Empleando el software Slide v. 6.0 a través del método de análisis Spencer, la máxima capacidad de carga del macizo rocoso resulta 47.41 Kg/cm² para platea de fundación.

En la figura 66 se muestra la tendencia de los F.S. respecto a la carga aplicada, donde se observa que en la condición estática para generar un F.S.=1.50 se debe aplicar una carga de 4650 KN/m².

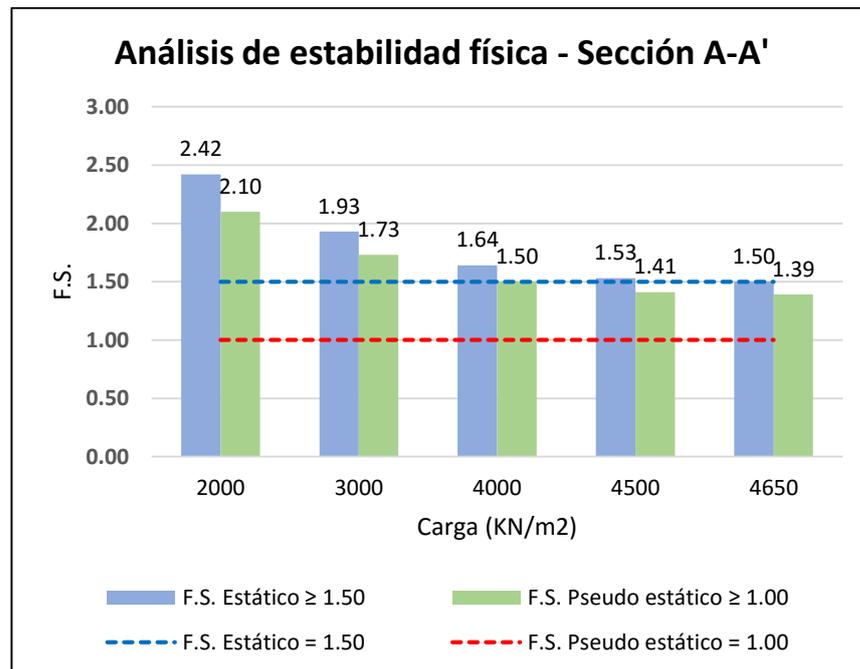


Figura 66. Estimación de la máxima capacidad de carga.

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3. Verificación del diseño de cimentación

El proyecto existente ha sido elaborado con un valor de esfuerzo admisible de 12.5 kg/cm² el mismo que resulta bastante inferior al

determinado en este estudio de verificación por lo que en cuanto a capacidad portante se puede afirmar que la verificación resulta satisfactoria.

CAPÍTULO IV:

PROCESO DE CONTRASTE DE HIPÓTESIS

4.1. Material Experimental

Se establece un experimento bajo los lineamientos de un diseño factorial de completamente al azar. En el presente trabajo se emplea un plan experimental que contiene: 4 tratamientos ($t=2$), arreglados en dos factores: factor A (Estático, Pseudo - estático) y factor B (Factor de Seguridad y Capacidad de carga máxima); y con 8 repeticiones distribuidas en forma balanceada ($r=8$).

Cuadro N° 24. El esquema para el diseño factorial completamente al azar.

	Sección	Estática	Pseudo - estático
Factor de Seguridad	Sección A-A'	7.078	4.102
	Sección B-B'	8.893	5.240
Capacidad de Carga máx. (Kg/cm ²)	Sección A-A'	32.10	47.41
	Sección B-B'	25.83	47.41

Cuadro N° 25. Análisis de Varianza para el Diseño Factorial Completamente al Azar.

Fuente de Variación	Grados de Libertad	Suma de cuadrados	Cuadrados Medios	Fc
Factor A (Factor)	1	2030,024	2030,024	369,918
Factor B (Tipo)	1	114,466	114,466	20,858
A x B	1	236,738	236,738	43,139
Error Experimental	4	21,951	5,488	
Total	7	2403,179		

Se concluye a un nivel del de significación de 0.05 que las evidencias muestrales indican que existe diferencia altamente significativa, es decir

que al menos un puntaje promedio de los tratamientos difiere significativamente de la obtenida con uno de los otros tratamientos. Esto implica que al menos un aumento de puntaje promedio obtenido con un tratamiento difiere por lo menos del obtenido con uno de los otros tratamientos en el incremento de puntaje promedio en el proceso de experimentación.

Con respecto al factor A existe diferencias significativas entre cada uno de los factores. Lo cual tienen efectos significativos.

Con respecto al factor B existe diferencias significativas entre cada uno de los puntajes de tipo. Es decir, tienen efectos significativos durante el proceso de experimentación.

Con respecto a la interacción del factor A con el Factor B existe diferencias significativas, dado que el valor de F es significativo entonces debemos concluir que tenemos evidencias de que exista interacción entre estos dos factores.

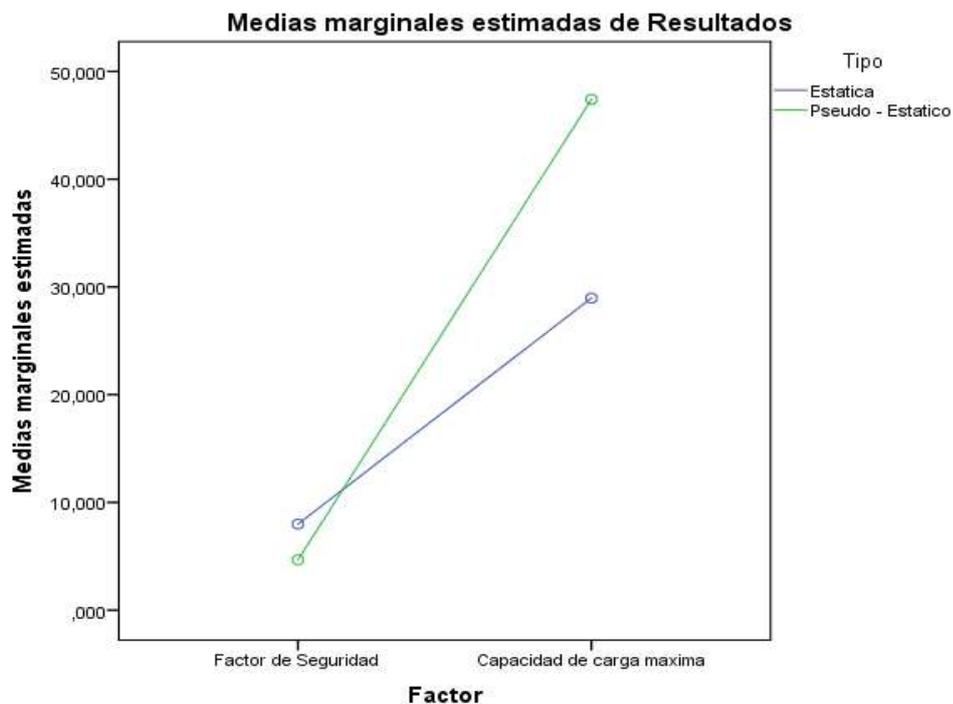


Figura 67. Medias marginales estimadas de resultados.

Fuente: Elaboración propia.

Para el error experimental se recoge la variabilidad de la variable dependiente en este caso la estabilidad física en el terreno de fundación del complejo informático de la UNA - Puno; es decir no explicada en el modelo.

Para el total se recoge la variabilidad observada de las repeticiones por todas las causas.

Sin embargo, el Análisis de Varianza no nos permite determinar cuál es el tratamiento con el mayor aumento de promedio. Para ello se debe realizar una prueba T de comparaciones para el factor B muestras independientes.

Estadísticas de grupo

	Tipo	N	Media	Desviación estándar	Media de error estándar
Resultados	Estatica	4	18,47525	12,402190	6,201095
	Pseudo - Estatico	4	26,04050	24,679746	12,339873

Prueba de muestras independientes

		Prueba de Levene de igualdad de varianzas		prueba t para la igualdad de medias						
		F	Sig.	t	gl	Sig. (bilateral)	Diferencia de medias	Diferencia de error estándar	95% de intervalo de confianza de la diferencia	
								Inferior		Superior
Resultados	Se asumen varianzas iguales	64,709	,000	-,548	6	,604	-7,565250	13,810360	-41,35798	26,227484
	No se asumen varianzas iguales			-,548	4,424	,610	-7,565250	13,810360	-44,50121	29,370709

La Prueba T se presenta en forma vertical. El que los tratamientos del factor B tengan las mismas letras implica que no existen diferencias significativas entre ellos y por tanto se puede unir mediante una línea, como se presenta a continuación, en donde los tratamientos son ordenados en forma ascendente de acuerdo al puntaje promedio.

Para un $\alpha = 0.05$ se puede concluir que entre los puntajes promedio obtenidos en el proceso de experimentación es la capacidad carga máxima se presentan diferencias significativas con el factor de seguridad. Por lo

tanto, del grafico se puede concluir que el puntaje promedio obtenido por la capacidad de carga máxima es el mayor con relación a los demás puntajes.

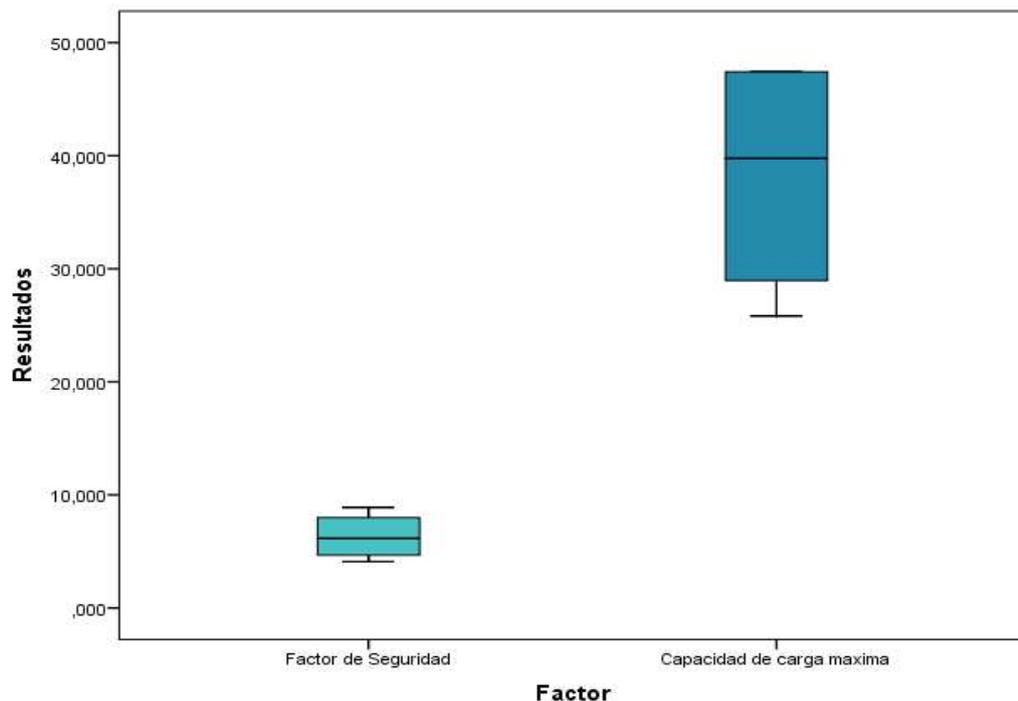


Figura 68. Puntajes promedios obtenidos en el proceso de experimentación.

Fuente: Elaboración propia.

4.2. Prueba de la hipótesis general

a) Hipótesis

Hipótesis nula (H₀): El puntaje promedio de los factores no tiene efectos significativos en el análisis de la estabilidad física del complejo informático de la UNA – Puno - 2017.

Hipótesis alterna (H₁): El puntaje promedio de los factores tiene efectos significativos en el análisis de la estabilidad física del complejo informático de la UNA – Puno - 2017.

b) Nivel de significación

$$\alpha = 0.05$$

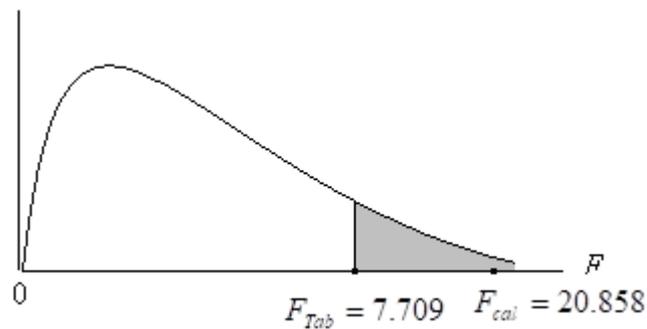
c) Estadístico de Prueba

$$F = \frac{CMT}{CME} \text{ Que se distribuye según } F(k-1, n-k)$$

d) Región Crítica

Para $\alpha = 0.05$, en la tabla F se encuentra el valor crítico de la prueba:

$$F_{0.95,1,4} = 7.709$$

**e) Decisión**

A un nivel de significación del 5% cae en la región de rechazo, debemos rechazar la Hipótesis Nula y aceptamos la hipótesis alterna y concluimos que los puntajes promedios de los factores tienen efectos significativos en el análisis de la estabilidad física del complejo informático de la UNA – Puno - 2017. durante el proceso experimentación.

CAPÍTULO V:

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

CONCLUSIONES

- ✓ Utilizando el programa SLIDE v. 6.0 mediante el método de dovelas se determinó que la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno es ESTABLE.
- ✓ El factor de seguridad más conservador está en la sección A-A', con un F.S. estático de 7.078, F.S. pseudo-estático de 4.102 y con una probabilidad de falla de 0.10%, lo que nos indica que es completamente estable.
- ✓ Empleando el software Slide v. 6.0, la capacidad portante del terreno de fundación (macizo rocoso) resulta 47.41 Kg/cm² para platea de fundación.
- ✓ El proyecto existente ha sido elaborado con un valor de esfuerzo admisible de 12.5 kg/cm² el mismo que resulta bastante inferior al determinado en este estudio de verificación por lo que en cuanto a capacidad portante se puede afirmar que la verificación resulta satisfactoria. Por otra parte, se ha verificado los planos de cimentación existentes donde se contempla una platea de cimentación de concreto armado de 60 cm de espesor, rigidizada con vigas colgadas de 1m de espesor y dados de capiteles de 32x3m bajo las columnas (Ver anexo 5: Planos).

RECOMENDACIONES

- ✓ Para la construcción de edificios de similares características al estudiado ubicados en terrenos inclinados, es decir en laderas, se recomienda realizar el análisis de estabilidad física del terreno de fundación empleando la metodología descrito en este informe.
- ✓ En el análisis de estabilidad del terreno de fundación es muy importante considerar las propiedades de los materiales por lo que se recomienda realizar ensayos de laboratorio más confiables y con certificación, así como por ejemplo el ensayo triaxial.
- ✓ En el área de estudio, geológicamente existe el riesgo de que se presenten fenómenos de karstificación en pequeña escala. Las prospecciones geofísicas indican que no existen tales vacíos en el macizo rocoso. Sin embargo, se ha encontrado pequeñas grietas con acumulaciones de dolomita y travertinos que son típicas disposiciones que precipitan en aberturas o vacíos de la caliza, por lo que recomienda proteger el área circundante evitando la infiltración de agua de lluvia, potable o agua servida construyendo obras de drenaje adecuadas.
- ✓ Realizar el comparativo y determinar las diferencias en el cálculo de estabilidad física con otros programas geotécnicos que se dispone en el mercado tales como: Geostudio, Phase 2, etc. aplicado a edificaciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALVA HURTADO Jorge E. (1994) "Análisis de estabilidad de taludes" Universidad Nacional de Ingeniería, Lima – Perú.
- AYALA CARCEDO Francisco J., ANDREU POSSE Francisco J. (1986) "Manual de ingeniería de taludes" ITGE, EPTISA, España.
- BISHOP A.W., Morgenstern N. (1960). "Stability Coefficients for Earth Slopes". Geotechnique Vol 10, No. 4.
- BRAJA M. DAS (2001) "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", Ed. Cengage Learning Latin Am. México.
- BRAJA M. DAS (2006) "Principio de ingeniería de cimentaciones", Ed. Thomson México.
- CODINA THOMATIS, Sílvia, (2005), "Proyecto de estabilidad de taludes en el municipio de Santa Tecla – El Salvador" El Salvador.
- COLORADO HUANCA, Hernan e INCA HUACASI, Juan (2010), Tesis: "Zonificación geotécnica de la ciudad universitaria de la UNA - Puno mediante ensayo de penetración estándar (SPT)", Universidad Nacional del Altiplano Puno – Perú.
- DE MATTEIS, Álvaro F. (2003) "Geología y Geotecnia, Tema: Estabilidad de Taludes" Universidad Nacional de Rosario – Argentina.
- ESTUDIO GEOTÉCNICO del complejo académico informático de la UNA – Puno, (2012), Perú.
- GRANADOS LÓPEZ, Alan Raúl, (2006) Tesis PUCP "Estabilización del talud de la Costa Verde en la zona del distrito de Barranco" Lima – Perú.
- GONZÁLEZ DE VALLEJO Luis I., Mercedes Ferrer, Luis Ortuño, Carlos Oteo, (2004), "INGENIERÍA GEOLÓGICA", Madrid - España.
- Independent Technical Report On The Habanero And El Rojo Properties, Ocuwiri, Lampa, Puno, Perú (2010) for Capella resources ltd. Vancouver, B.C., Canada November 20, 2010.

- MANILLA ACEVES Alfonso Alvarez (2003) "Geofísica aplicada en los proyectos básicos de ingeniería civil" México.
- MARCELO DEVINCENZI, NORVERTO FRANK (1995), "Ensayos Geotécnicos In Situ", España.
- MORGENSTERN N., Price V. (1965). "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces", Geotechnique Vol 15, March.
- ORTUÑO ABAD, Luis, (2004), "Curso de geotecnia para infraestructuras", Sevilla, España.
- RAMÍREZ OYANGUREN Pedro, ALEJANO MONGE Leandro, (2004) "Mecánica de rocas: Fundamentos de ingeniería de taludes" Madrid.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (2017) ED. MEGABYTE, Perú.
- SALOMÓN RIVAS, (1968), "Geología de la Región Norte del Lago Titicaca" Perú.
- SANHUEZA PLAZA, C.; RODRÍGUEZ CIFUENTES, L. (2013) "Análisis comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales" Pontificia Universidad Católica de Chile Santiago, Chile Revista de la Construcción Volumen 12 No 1 - 2013
- SPENCER, E. (1967), "A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces". Geotechnique, Vol 17 pp 11-26.
- SUAREZ, Jaime, (2009) Deslizamientos, Análisis geotécnico, Universidad Industrial de Santander.

ANEXOS

Anexo 01

Matriz de consistencia

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TITULO: "ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN DEL COMPLEJO ACADÉMICO INFORMÁTICO DE LA UNA PUNO"

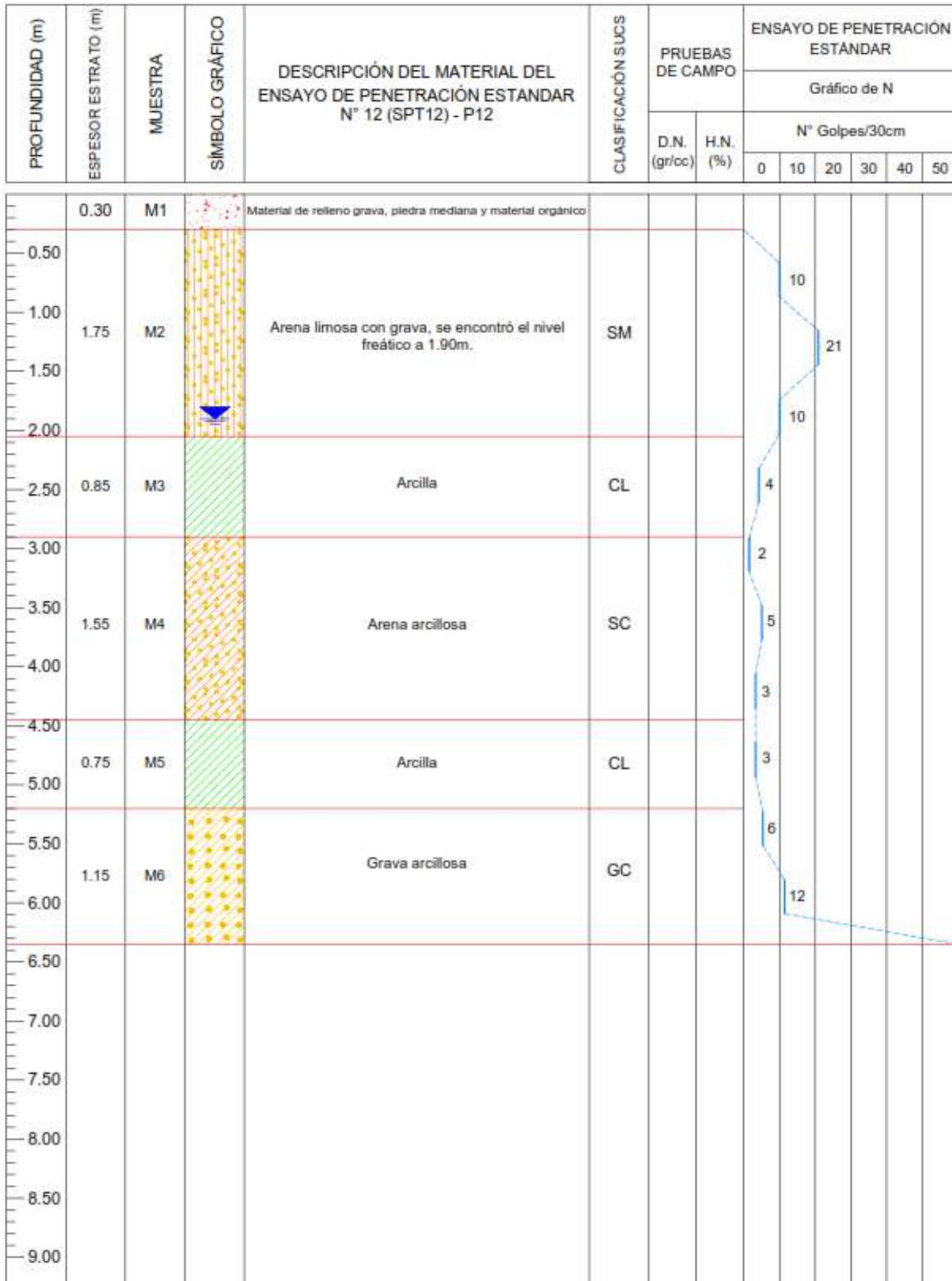
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS	VALORACIÓN
<p>PROBLEMA GENERAL:</p> <p>¿Cómo es la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno?</p> <p>PROBLEMAS ESPECÍFICOS:</p> <p>¿Cuál es el factor de seguridad estático y pseudo-estático en la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno?</p> <p>¿Cuál es la capacidad portante del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno?</p> <p>¿Cómo es el diseño de la cimentación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno?</p>	<p>OBJETIVO GENERAL:</p> <p>Determinar la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno mediante el método dovelas empleando el programa SLIDE.</p> <p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS:</p> <p>Encontrar el factor de seguridad estático y pseudo-estático en la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno.</p> <p>Determinar la capacidad portante del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno.</p> <p>Verificar el diseño de la cimentación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno.</p>	<p>HIPOTESIS GENERAL:</p> <p>Con el programa SLIDE se determina la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno.</p> <p>HIPÓTESIS ESPECÍFICAS:</p> <p>Utilizando el programa SLIDE se determina:</p> <ul style="list-style-type: none"> • El factor de seguridad estático y pseudo-estático en la estabilidad física del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno. • La capacidad portante del terreno de fundación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno. • El diseño de la cimentación del complejo académico informático de la Universidad Nacional del Altiplano Puno. 	<p>VARIABLES INDEPENDIENTE:</p> <p>Propiedades del terreno</p>	Peso unitario del terreno	Densidad	Ensayo de laboratorio	gr/cm ³
				Cohesión	Adherencia	Ensayo de laboratorio	Kg/cm ²
				Ángulo de fricción	Rozamiento	Ensayo de laboratorio	°
				Nivel freático	Agua subterránea	Medición	m
				Humedad	Presencia de agua	Ensayo de laboratorio	%
			Inclinación	Pendiente	Topografía	%	
			<p>VARIABLES DEPENDIENTES:</p> <p>Estabilidad física y comportamiento del terreno de fundación</p>	Factor de seguridad estático y pseudo-estático	Deslizamiento o falla	Cálculo por el método dovelas	Adimensional
				Capacidad portante del terreno.	Técnicas	Cálculos	Kg/cm ²
				Diseño de la cimentación	Altura desde la superficie crítica	Medición directa en el programa	m

Anexo 02

Ensayos en campo

UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS

TESIS: "ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN DEL COMPLEJO ACADÉMICO INFORMÁTICO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO PUNO"



Nota: Según la teoría tomada para la investigación se obtuvo rechazo a la profundidad de 6.35m ya que no se pudo hincar 15cm en más de 50 golpes, por lo tanto se para el ensayo a esta profundidad asumiéndose que se encontró roca.
 Fuente: Tesis: "Zonificación geotécnica de la ciudad universitaria UNA Puno mediante el ensayo de penetración estándar (SPT)".

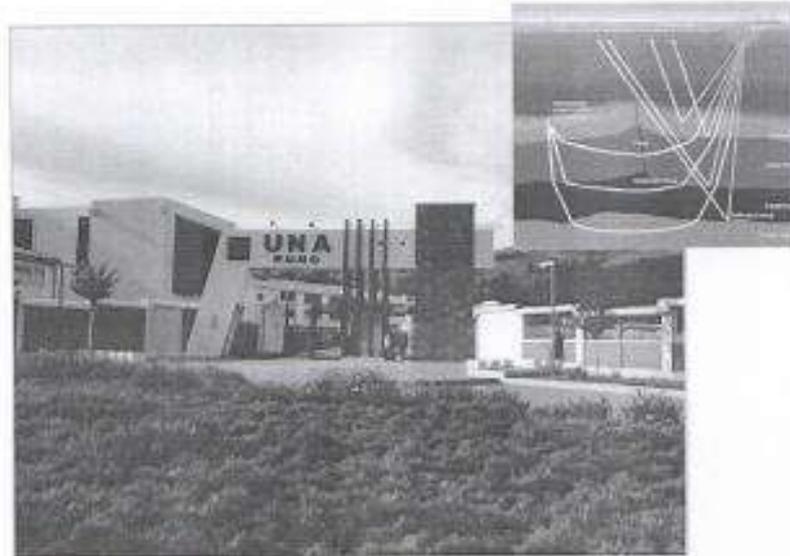
UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS

TESIS: "ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN DEL COMPLEJO ACADÉMICO INFORMÁTICO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO PUNO UTILIZANDO EL PROGRAMA SLIDE"

MUESTRA	ESPESOR (m)	ESPESOR ACUMULADO	SIMBOLO	n1	n2	n3	n4	N° Golpes N	Pe min	Pe max	* γ tn/m ³	H prom	P'	P''	CN	Ns
M1	0.30	0.30														
M2	1.75	2.05	SM	0.92	0.95	1.00	1.00	20.00	1.63	1.86	1.75	1.03	0.179	1.000	2.365	41
M3	0.85	2.90	CL	0.92	0.95	1.00	1.00	3.00	1.60	1.90	1.75	2.48	0.433	1.000	1.519	4
M4	1.55	4.45	SC	0.92	0.95	1.00	1.00	9.00	1.58	1.92	1.75	3.68	0.643	1.000	1.247	10
M5	0.75	5.20	CL	0.92	0.95	1.00	1.00	3.00	1.76	2.07	1.92	4.83	0.924	1.000	1.040	3
M6	1.15	6.35	GC	0.92	0.95	1.00	1.00	22.00	1.76	2.07	1.92	5.78	1.106	1.000	0.951	18
				ER/Ers (ER=55%, Ers=60%, Tabla N° 1	Tabla N° 2 corrección por long. de barra	Tabla N° 3 corrección por toma de muestra	Tabla N° 4 corrección por diametro de perforación	Criterio: se toma el promedio de golpes para cada estrato			Peso específico del estrato	H= Altura promedio del estrato en cuestión	Presión efectiva de carga	Presión de sobre carga = 1.00	Presión de sobre capa CN	(Número de golpes normalizados) Ns=N.CN.N1.N2.N3.N4

FUENTE: TESIS: "ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD UNIVERSITARIA UNA PUNO MEDIANTE EL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)"

ENSAYO DE REFRACCION SISMICA CON FINES DE CIMENTACION



PROYECTO:

**CONSTRUCCION COMPLEJO ACADEMICO INFORMATICO EN LA
CIUDAD UNIVERSITARIA DE LA UNA – PUNO**

UBICACIÓN: AV. FLORAL S/N CIUDAD UNIVERSITARIA – PUNO

FECHA MARZO DEL 2012

ELABORADO POR:
Ing. Msc. Carlos Fernandez Baca Vidal


CARLOS FERNANDEZ BACA VIDAL
ING. CIVIL – Msc. GEOTECNIA
REG. CIP. 20099

ENSAYO DE REFRACCION SISMICA

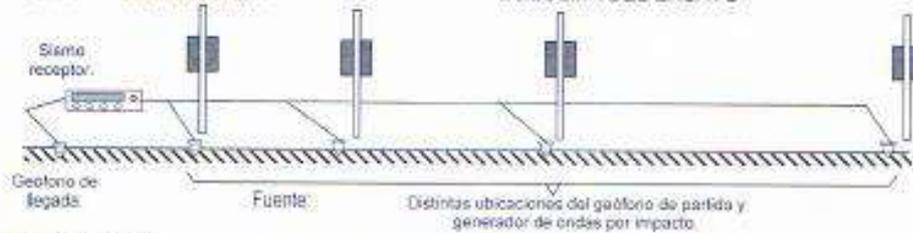
(Sismo receptor de un solo canal)

PROYECTO EDIFICIO DE SERVICIOS ACADEMICOS E INFORMATICOS

UBICACIÓN UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO **RS-01-A**

FECHA: Diciembre del 2011

ESQUEMA DEL ENSAYO

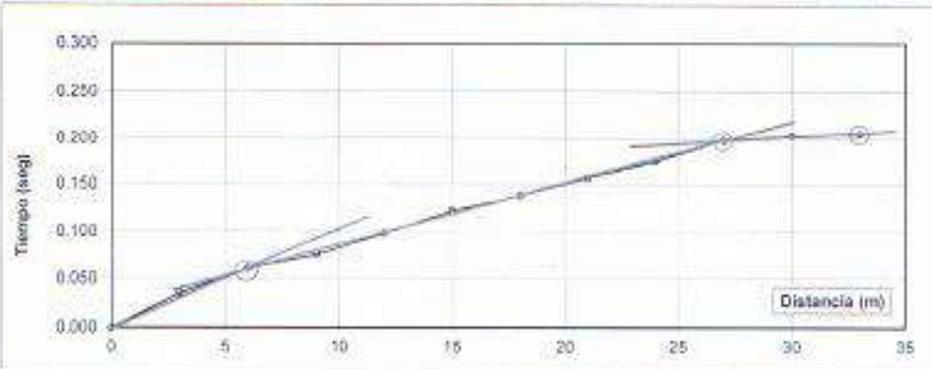


INTERPRETACION

MC David F. McCarthy. Essentials of Soil Mechanics and Foundations.

TP Terzaghi & Peck - Deslizamientos de Taludes en Zonas Tropicales - Jaime Suarez Dias

ENSAYO				Ref.	MATERIAL	v (fps)		v (m/seg)	
Dist. (m)	Lect. 0.001"	tiempo (seg)	v (m/seg)						
0	0	0		MC	Arena suelta - arriba del nivel de agua	800	2000	244	610
3	35	0.035		MC	Arena suelta - debajo del nivel de agua	1500	4000	457.5	1220
6	61	0.061	98	TP	Limo seco, arena, grava suelta	600	2500	183	762.5
9	75	0.075		MC	Suelo compacto - duro	1500	2000	457.5	610
12	98	0.098		MC	Mezcla suelta de arena y grava húmeda	1500	3500	457.5	1068
15	123	0.123		MC	Grava saturada	1500	3000	457.5	915
18	138	0.138		MC	Arcilla dura.	2000	4000	610	1220
21	157	0.157		MC	Agua	5000	5000	1500	1500
24	175	0.175		TP	Arena, grava arcillosa, arcillas duras	2500	7500	762.5	2288
27	198	0.198	153	TP	Roca fracturada	2000	10000	610	3050
30	203	0.203		MC	Luita blanda	4000	7000	1220	2135
33	205	0.205	857	MC	Luita dura	6000	10000	1830	3050
				MC	Arenisca	5000	7000	1525	2135
				TP	Arenisca dura	5000	14000	1525	4270
				TP	Caliza dura	6000	20000	1830	6100
				TP	Rocas metamórficas duras	10000	16000	3050	4880
				TP	Rocas ígneas duras	12000	20000	3660	6100



- X1 = 6.00 m
- V1 = 98 m/seg Fragmentos de roca suelta, con limo.
- V2 = 153 m/seg Roca caliza muy fracturada.
- H1 = 1.40 m
- X2 = 21.0 m
- H2 = 9.95 m
- V3 = 857 m/seg Roca caliza con discontinuidades.
- H3 = 24.7 m

$$H_1 = \frac{X_1}{2} \frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}$$

$$H_2 = 0.85H_1 + \frac{X_2}{2} \frac{V_3 - V_2}{V_3 + V_2}$$

Carlos Fernández Baca Vidal
 ING CIVIL - ING GEOTECNIA
 REG. CP 2889

Anexo 03

Ensayos en laboratorio



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS



INFORME 0014 – 2017-LMS &R-FIM-UNA-PUNO.

***ENSAYO DE CARGA PUNTUAL**

Proyecto:
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN DEL
COMPLEJO ACADÉMICO INFORMÁTICO DE LA UNA – PUNO.

Solicitado por:
MARCO GRACIANO ALANOCA LAURA

Muestra:
Muestra de roca.

Fecha:
MAYO, 2017

Nota:

- La empresa solicitante es responsable por la toma de muestras en campo.
- La información correspondiente a las muestras fue proporcionada por el cliente.



Dr. E. Alfredo Cámac Torres
Laboratorio de Mecánica de Rocas y Suelos
Facultad de Ingeniería de Minas

Dirección: Av. Floral 1153 - Ciudad Universitaria - Pab. Ing. de Minas - Puno
Teléfono fijo: 051- 366193.
E-mail: unaminas@gmail.com
Web: <http://web.unap.edu.pe/web4/minas>

Página 1 de 3



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS



C.E.I. - 01

ENSAYOS DE CARGA PUNTUAL

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D 5731-00, obteniéndose los siguientes resultados:

ENSAYO DE CARGA PUNTUAL IRREGULAR					
	P1	P2	P3	P4	P5
Altura Equivalente (mm)	32.00	31.00	31.00	28.00	39.00
Ancho Equivalente (mm)	61	49	71.5	61	59
Diámetro Equivalente de la Muestra (mm)	104.00	103.00	102.00	91.00	93.50
Carga Aplicada (KN)	158.00	102.00	185.00	136.00	260.00
Forma de la Muestra					
I _s (Mpa)	1.54	1.06	1.93	1.73	1.71
Resistencia a la Compresion Simple (Mpa)	37.03	25.47	46.20	41.63	41.03
RCS (Mpa) promedio	38.27				

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL ROCOSO A PARTIR DEL I _s 50	
Clasificación	I _s 50
Muy alta resistencia	> 8
Alta resistencia	4 a 8
Mediana resistencia	2 a 4
Baja resistencia	1 a 2
Muy baja resistencia	< 1



[Firma manuscrita]
 Dr. E. Alfredo Cámac Torres
 JEFE DE LABORATORIO
 FIM - UNA - PUNO

Dirección: Av. Floral 1153 - Ciudad Universitaria - Pab. Ing. de Minas - Puno
 Teléfono fijo: 051- 386193;
 E-mail: unaminas@gmail.com
 Web: <http://web.unap.edu.pe/web4/minas>



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS



C.E.I. - 02

ENSAYOS DE CARGA PUNTUAL

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D 5731-00, obteniéndose los siguientes resultados:

ENSAYO DE CARGA PUNTUAL IRREGULAR						
	Pa	Pb	Pc	Pd	Pe	Pf
Altura Equivalente (mm)	42.00	36.00	42.50	45.50	42.00	44.00
Ancho Equivalente (mm)	51.5	66	56	55.5	55	48.5
Diámetro Equivalente de la Muestra (mm)	83.00	53.50	98.00	86.50	96.50	83.00
Carga Aplicada (KN)	125.00	100.00	134.00	135.00	142.00	194.00
Forma de la Muestra	I	I	I	I	I	I
I_s (Mpa)	0.71	0.77	0.74	0.65	0.80	1.00
Resistencia a la Compresion Simple (Mpa)	17.01	18.52	17.80	15.65	19.32	24.05
RCS (Mpa) promedio	18.72					

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL ROCOSO A PARTIR DEL I_s50	
Clasificación	$I_s 50$
Muy alta resistencia	> 8
Alta resistencia	4 a 8
Mediana resistencia	2 a 4
Baja resistencia	1 a 2
Muy baja resistencia	< 1




 Dr. E. Alfredo Cámac Torres
 JEFE DE LABORATORIO
 FIM - UNA - PUNO

Dirección: Av. Floral 1153 - Ciudad Universitaria - Pab. Ing. de Minas - Puno
 Teléfono fijo: 051- 366193;
 E-mail: unaminas@gmail.com
 Web: <http://web.unap.edu.pe/web4/minas>

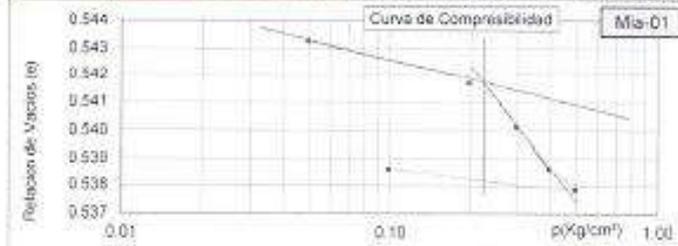
Página 3 de 3

ENSAYO DE COMPRESIBILIDAD.

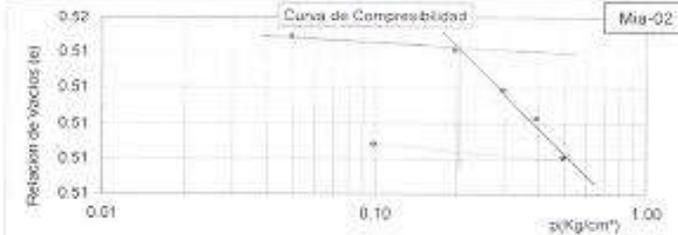
(Muestra inalterada de anillo de borde cortante)

Proyecto: EDIFICIO DE SERVICIOS ACADÉMICOS E INFORMÁTICOS
 Ubicación: UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO
 Fecha: Diciembre del 2011

Sondeo	---							---							---						
Muestra	Mia-04							Mia-04							Mia-05						
Profund. (m)	2.60							2.64							2.64						
	A							B							B						
Material	Arcilla							Arcilla							Arcilla						
Tipo	Roca blanda							Roca blanda							Roca blanda						
Observación	grumos duros							grumos duros							grumos duros						
Color	marrón							marrón							marrón						
Viso	amarillento							amarillento							amarillento						
Intensidad	claro							claro							claro						
Relac. de Vac.	0.553							0.518							0.518						
Carga	0.05	0.2	0.3	0.4	0.5	0.1	0.05	0.2	0.3	0.4	0.5	0.1	0.05	0.5	1	2	4	0.5			
Deform.	0	0	13	15	17	19	20	1	1	2	5	7	10	19	19	51	68	98	138		
15'	13	15	17	19	20	19	2	3	6	8	9	49	66	92	130	113					
30'		15	17	19	20	19	2	4	6	9	9	49	67	93	131						
1'		15	17	19	20	19	2	4	6	9	50	67	94	132							
2'		15	17	19	20	19	2	4	6	9	50	68	94	134							
4'		15	17	19	20	19	2	4	6	9	51	68	95	135							
8'		15	17	19	20	2	5	7	9			96	138								
15'		15	17	19	20	2	5	7	10												
Esf. Vertical	0.05	0.20	0.29	0.39	0.49	0.10	0.05	0.20	0.29	0.39	0.49	0.10	0.05	0.49	0.98	1.97	3.93	0.49			
Rel. Vacios	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.50	0.48	0.46	0.44	0.41	0.43			

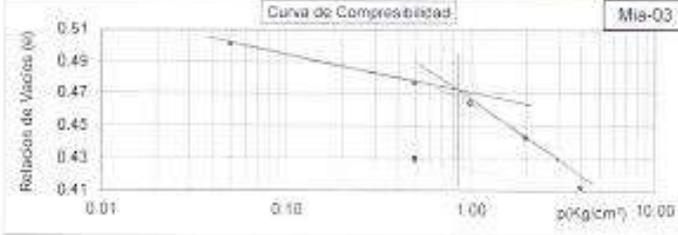


Ens. a carga controlada	
B:	110.5 cm
b:	4.5 cm
Kn:	24.6
Diám:	5.64 cm
Alto:	2.0 cm
Ao:	24.98 cm²
Vol:	49.97 cm³



Mia-01
 $P_0 = 0.221 \text{ Kg/cm}^2$
 $C_c = 0.011$
 $C_r = 0.003$

Mia-02
 $P_0 = 0.202 \text{ Kg/cm}^2$
 $C_c = 0.017$
 $C_r = 0.001$



Mia-03
 $P_0 = 0.854 \text{ Kg/cm}^2$
 $C_c = 0.086$
 $C_r = 0.024$

Carlos Fernández Baca Vidal
 CARLOS FERNANDEZ BACA VIDAL
 ING. CIVIL - MSc. GEOTECNIA
 REG. CP. 28099

ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN DIACLASA

(Muestra con bases confinadas en concreto con acelerante)

Proyecto: EDIFICIO DE SERVICIOS ACADEMICOS E INFORMATICOS
 Ubie: UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO
 Fecha: Diciembre del 2011

ESPECIMEN

Diametro eq:	12.92 cm
Lpromedio:	7.8 cm
N° Lados:	5.00 cm
Perimetro:	38.0 cm
Apotema:	5.23 cm
Humedad:	2.00 %
Ao:	99.4 cm ²
Vol:	--- cm ³
γt:	2.466 Tn/m ³
Falla:	No falla

L (cm):	12.0	8.0	5.0	7.0	8.0
---------	------	-----	-----	-----	-----

Datos de la Muestra	
Sondeo:	Pz- 02
Muestra:	M- ab 01 En molde
Prof:	3.15 m T _{max} = 2"
Material:	Diaclasses cerrada de roca lutita 3 familias de discontinuidades ortogonales y espaciadas 1 a 2cm

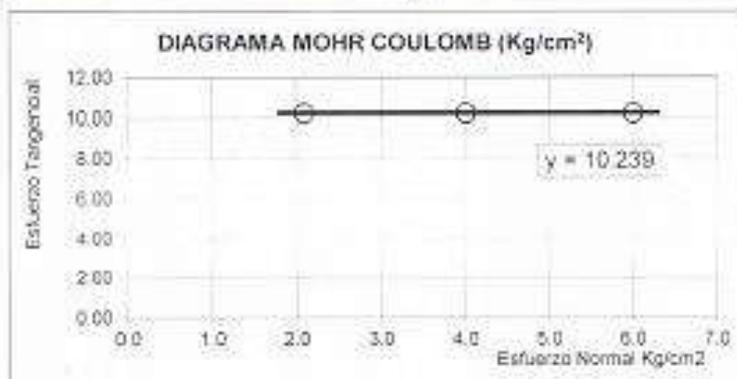
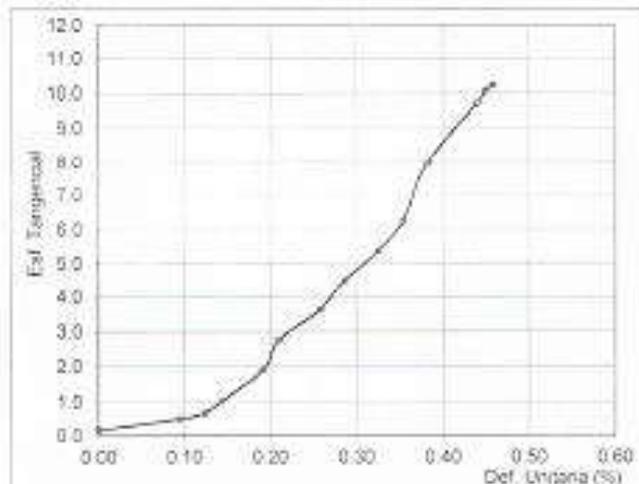
Sist. de ensayo:	Carga Contr.	σ 30seg
F. Normal	B:	177 cm
	b:	15.5 cm Kn= 11.4
F. Tang	B:	102.5 cm
	b:	4.5 cm Kn= 22.8

	Normal			Tangencial		
	W	Xg	Est.	Xg	W	Fuerza
Palanca:	4.769	69.0	0.21	34.0	2.606	19.69
Portapesa	0	0	0	0	0.91	20.73

Datos del ensayo. B-Lectura 45.0 cm
 Wn = 16.30 Kg

cm ³	2.09	4.00	6.00
sn	10.24	10.24	10.24

Lecturas		Deform		Area		Est.	
W	Def.	mm	mm	Unit.	Corr.	tang.	kg
Kg	mm			%	cm ²	cm ²	
Pal	0	0.0	0.0	0.0	99	0.20	
p/pes	0	0.0	0.00	131.1	0.16		
2	1	0.1	0.10	131.1	0.51		
3	1.3	0.1	0.12	131.1	0.68		
5	1.5	0.2	0.14	131.1	1.03		
10	2	0.2	0.19	131.1	1.90		
15	2.2	0.2	0.21	131.1	2.76		
20	2.7	0.3	0.28	131.1	3.63		
25	3	0.3	0.29	131.1	4.50		
30	3.4	0.3	0.33	131.1	5.37		
35	3.7	0.4	0.35	131.1	6.24		
45	4	0.4	0.38	131.1	7.98		
55	4.6	0.5	0.44	131.1	9.72		
57	4.7	0.5	0.45	131.1	10.06		
58	4.8	0.5	0.46	131.1	10.24		



Posibles interpretaciones

(Kg/cm ²)		
tan φ = 0.00	φ°	c
Falla general	0.0	10.24

o		
tan φ = 4.91	φ°	c
Falla general	78.5	0.000

Carlos Fernandez Baca Vidal
 CARLOS FERNANDEZ BACA VIDAL
 ING. CIVIL - MSc. UGTECINA
 REG. CP 28798

Anexo 04

Hojas de cálculo

CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

(Teoría de Meyerhof - Falla localizada)

Proyecto: EDIFICIO DE SERVICIOS ACADÉMICOS E INFORMÁTICOS

ZAPATAS CONETADAS

SUELO: Roca caliza fisurada

Falla:	Gral	Local	Und.	Forma	Profundidad	Inclinación	Cap. Carga
$\gamma =$	2.64	1.64	Tn/m ³	$Sc = 1.32$	$dc = 1.04$	$ic = 1.00$	$Nc = 10.16$
$C =$	102.40	68.30	Tn/m ²	$Sq = 1.16$	$dq = 1.02$	$iq = 1.00$	$Nq = 3.47$
$\Phi =$	20.00	13.64	°	$S\gamma = 1.16$	$d\gamma = 1.02$	$i\gamma = 1.00$	$N\gamma = 0.85$
$N\Phi =$	2.04	1.62				$i = 0$	°
$B =$	3.00 m			Capacidad de carga:		Size factor:	$ry = 1.00$
$Df =$	0.50 m			$qc = 957$	+ 3.37	+ 2.49	= 962.86 Tn/m ²
$B/L =$	1.00						F.S. = 3.00
$D/B =$	0.17						$qa = 320.95$ Tn/m ²
							qa = 32.10 kg/cm²

VIGAS DE CIMENTACIÓN O CIMENTOS CORRIDOS

SUELO: Roca caliza fisurada

Falla:	Gral	Local	Und.	Forma	Profundidad	Inclinación	Cap. Carga
$\gamma =$	2.64	1.64	Tn/m ³	$Sc = 1.03$	$dc = 1.07$	$ic = 1.00$	$Nc = 10.16$
$C =$	102.40	68.30	Tn/m ²	$Sq = 1.02$	$dq = 1.03$	$iq = 1.00$	$Nq = 3.47$
$\Phi =$	20.00	13.64	°	$S\gamma = 1.02$	$d\gamma = 1.03$	$i\gamma = 1.00$	$N\gamma = 0.85$
$N\Phi =$	2.04	1.62				$i = 0$	°
$B =$	3.00 m			Capacidad de carga:		Size factor:	$ry = 1.00$
$Df =$	0.80 m			$qc = 765$	+ 7.69	+ 2.21	= 774.90 Tn/m ²
$B/L =$	0.10						F.S. = 3.00
$D/B =$	0.27						$qa = 258.30$ Tn/m ²
							qa = 25.83 kg/cm²

PLATEA DE FUNDACIÓN

SUELO: Roca caliza fisurada

Falla:	Gral	Local	Und.	Forma	Profundidad	Inclinación	Cap. Carga
$\gamma =$	2.64	1.64	Tn/m ³	$Sc = 1.32$	$dc = 1.01$	$ic = 1.00$	$Nc = 10.16$
$C =$	102.40	68.30	Tn/m ²	$Sq = 1.16$	$dq = 1.01$	$iq = 1.00$	$Nq = 3.47$
$\Phi =$	20.00	13.64	°	$S\gamma = 1.16$	$d\gamma = 1.01$	$i\gamma = 1.00$	$N\gamma = 0.85$
$N\Phi =$	2.04	1.62				$i = 0$	°
$B =$	8.00 m			Capacidad de carga:		Size factor:	$ry = 0.85$
$Df =$	0.40 m			$qc = 930$	+ 4.28	5.56	= 939.84 Tn/m ²
$B/L =$	1.00						F.S. = 3.00
$D/B =$	0.05						$qa = 313.28$ Tn/m ²
							qa = 31.33 kg/cm²

COEFICIENTE DE BALASTO

$E = 320$ $\mu = 0.5$ $k = 1.2 (E/(1-\mu))0.07$ Kg/cm³ $K = 53.76$ Kg/cm³

DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS **Z-1** **C-1**

CARGAS:	CARACTERISTICAS DEL MATERIAL:	t	b	
PD= 683.0 Tn	Fy= 4200 Kg/cm ²	COLUMNA: 90 x 90 cm		
PL= 280.0 Tn	Fc= 280 Kg/cm ²	ϕ 1"		
σ _t = 12.50 Kg/cm ²	ρ = 0.0018 (para zapatas)	Area As= 5.10 cm ²		
γ _m = 2.10 Tn/m ³	S/C _{PISO} = 300 Kg/m ²	Perim As= 2.54 cm		
		PROF. EXCAV: hf = 5.50		S/C= 0.20

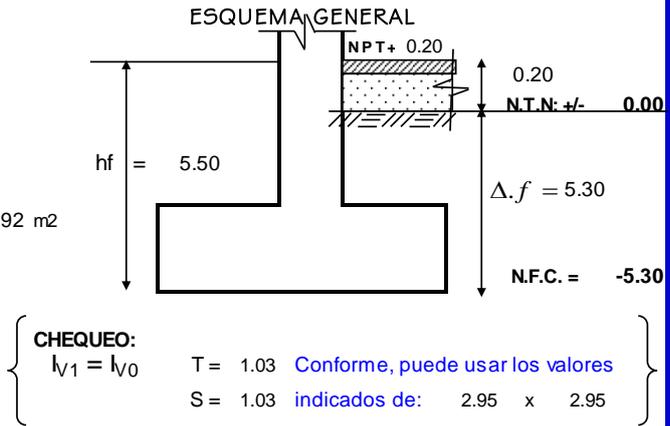
PARA ZAPATAS CONCENTRICAS:

1.- ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot h_f - s/c = 113.15 \text{ Tn/m}^2$$

$$A_{zap} = \frac{P}{\sigma_n} = 8.51 \text{ m}^2 \Rightarrow 2.92 \times 2.92 \text{ m}^2$$

Para cumplir: $l_{v1} = l_{v0}$ **USAR:**
 $\Rightarrow T = 2.920 \text{ m} \Rightarrow 2.95 \text{ m}$
 $S = 2.920 \text{ m} \Rightarrow 2.95 \text{ m}$



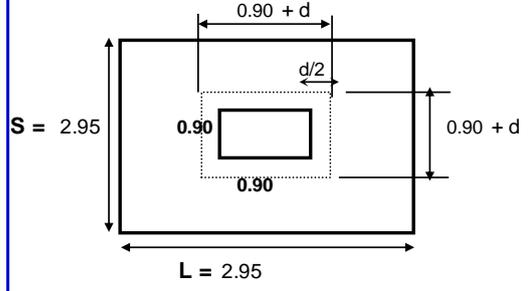
CHEQUEO:
 $l_{v1} = l_{v0}$
 T = 1.03 **Conforme, puede usar los valores**
 S = 1.03 **indicados de: 2.95 x 2.95**

REACCION NETA DEL TERRENO:

$$W_{NU} = \frac{P_U}{A_{ZAP}} = \frac{(1.40 \times P_D + 1.70 \times P_L)}{S \times T} = 164.57 \text{ Tn/m}^2$$

2.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA hz DE LA ZAPATA

a.- Por Punzonamiento



b.- Condición de Diseño:

$$V_u = \frac{1}{\phi} [P_u - W_{NU} (b+d)(t+d)] \dots (1)$$

$$= 1.00 < 5.50$$

$$\Rightarrow V_c = 1.06 \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \dots (2)$$

Donde: $b_o = 2(D_{may} + d) + 2(D_{men} + d) = 3.60 + 4d$

* Igualando la ecuación 1=2: $\Rightarrow [1395.20 - 296 d - 164.6 d^2] = 150.8 [3.6 + 4d] \times d$
 $[767.64 d^2 + 839 d + -1395.20] = 0$

Resolviendo: $d = 90.82 \text{ cm}$
 $d = -200.118 \text{ cm}$

Asumimos un valor de hz igual A: $\Rightarrow hz = 97.82 \text{ cm}$

$d_{prom} = 87.78 \text{ cm}$

3.- VERIFICACION POR CORTANTE:

Fuerza cortante actuante por acción de la reacción del terreno.

$$V_{du} = (W_u \times S)(l_v - d) \quad V_n = \frac{V_{du}}{\phi} = 84.06 \text{ Tn}$$

$V_{du} = 71.45 \text{ Tn}$

Fuerza cortante Resistente de la zapata $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_o d = 229.66 \text{ Tn} > V_n$ **Conforme**

4.- VERIFICACION POR FLEXION:

En la direccion "L"

$$M_U = (W_U \cdot xS) \frac{I_V^2}{2} = 255.03 \text{ Tn-m}$$

$$A_S = \frac{M_U}{\phi f'_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 85.40 \text{ cm} \quad ; \quad a = \frac{A_S f'_y}{0.85 f'_c b} = 5.11 \text{ cm}$$

$$A_s = 79.16 \text{ cm} \implies a = 4.74 \text{ cm} \quad \text{Conforme}$$

*** Verificación de la cuantía de acero:**

$$A_{s_{\min}} = \rho_{Temp} b_x d = 46.61 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c \left(\frac{6100}{6100 + f_y}\right)}{f_y} \implies \rho_b = 0.029$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b \implies \rho_{\max} = 0.021$$

$$\rho_{\min} \leq \rho_{cal} \leq \rho_{\max}$$

$$0.0018 \leq 0.0031 \leq 0.0214 \quad \text{Usar Acero calculado}$$

$$\text{USAR: } A_s = 79.16 \implies n = \frac{A_s}{A_\phi} = 15.52 \implies 16.0$$

Calculo del espaciamiento:

$$e \quad 0.18 \quad \text{USAR: } \boxed{16 \phi \quad 1" \quad @ \quad 0.18}$$

EN DIRECCION TRANSVERSAL En la direccion del lado menor de la columna.

En la direccion "S".

$$M_U = (W_U \cdot xL) \frac{I_V^2}{2} = 255.03 \text{ Tn-m}$$

$$A_S = \frac{M_U}{\phi f'_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 85.40 \text{ cm} \quad ; \quad a = \frac{A_S f'_y}{0.85 f'_c b} = 5.11 \text{ cm}$$

$$A_s = 79.16 \text{ cm} \implies a = 4.74 \text{ cm} \quad \text{Conforme}$$

*** Verificación de la cuantía de acero:**

$$A_{s_{\min}} = \rho_{Temp} b_x d = 46.61 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c \left(\frac{6100}{6100 + f_y}\right)}{f_y} \quad \rho_b = 0.029$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b \implies \rho_{\max} = 0.021$$

$$\rho_{\min} \leq \rho_{cal} \leq \rho_{\max}$$

$$0.0018 \leq 0.0031 \leq 0.0214 \quad \text{Usar Acero calculado}$$

$$\text{USAR: } A_s = 79.16 \implies n = \frac{A_s}{A_\phi} = 15.52 \implies 16.0$$

Calculo del espaciamiento:

$$e \quad 0.18 \quad \text{USAR: } \boxed{16 \phi \quad 1" \quad @ \quad 0.18}$$

DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS				Z-2	C-1
CARGAS:		CARACTERISTICAS DEL MATERIAL:		t	b
PD= 679.0 Tn	Fy= 4200 Kg/cm ²	COLUMNA:	90 x 90 cm		
PL= 264.0 Tn	F'c= 280 Kg/cm ²	ϕ 1"	Area As= 5.10 cm ²		
σ _t = 12.50 Kg/cm ²	ρ = 0.0018 (para zapatas)	PROF. EXCAV:	Perim As= 2.54 cm		
γ _m = 2.10 Tn/m ³	S/C _{PISO} = 300 Kg/m ²	hf = 5.50	S/C= 0.20		

PARA ZAPATAS CONCENTRICAS:

1.- **ESFUERZO NETO DEL TERRENO**

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot h_f - s/c = 113.15 \text{ Tn/m}^2$$

$$A_{zap} = \frac{P}{\sigma_n} = 8.33 \text{ m}^2 \Rightarrow 2.89 \times 2.89 \text{ m}^2$$

Para cumplir: $l_{V1} = l_{V0}$ **USAR:**
 $\Rightarrow T = 2.890 \text{ m} \Rightarrow 2.90 \text{ m}$
 $S = 2.890 \text{ m} \Rightarrow 2.90 \text{ m}$

CHEQUEO:
 $l_{V1} = l_{V0}$
 T = 1.00 **Conforme, puede usar los valores**
 S = 1.00 **indicados de: 2.90 x 2.90**

REACCION NETA DEL TERRENO:

$$W_{NU} = \frac{P_U}{A_{ZAP}} = \frac{(1.40xP_D + 1.70xP_L)}{SxT} = 166.40 \text{ Tn/m}^2$$

2.- **DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA hz DE LA ZAPATA**

a.- **Por Punzonamiento**

b.- **Condición de Diseño:** $\frac{V_u}{\phi} = V_c$

$$V_u = \frac{1}{\phi} [P_U - W_{NU}(b+d)](t+d) \dots\dots(1)$$

$$= 1.00 < 5.50$$

$$\Rightarrow V_c = 1.06 \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \dots\dots(2)$$

Donde: $b_o = 2(D_{may}+d)+2(D_{men}+d) = 3.60 + 4d$

* Igualando la ecuación 1=2: $\Rightarrow [1358.92 - 300 d - 166.4 d^2] = 150.8 [3.6 + 4d] \times d$
 $[769.46 d^2 + 842 d + -1358.92] = 0$

Resolviendo: $d = 88.99 \text{ cm}$
 $d = -198.454 \text{ cm}$

Asumimos un valor de hz igual A: $\Rightarrow hz = 95.99 \text{ cm}$

d_{prom} = 85.95 cm

3.- **VERIFICACION POR CORTANTE:**

Fuerza cortante actuante por acción de la reacción del terreno.
 $V_{du} = (W_u \times S)(l_v - d)$
 $V_{du} = 67.79 \text{ Tn}$

$$V_n = \frac{V_{du}}{\phi} = 79.76 \text{ Tn}$$

Fuerza cortante Resistente de la zapata $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b \cdot d = 221.06 \text{ Tn} > V_n$ **Conforme**

4.- VERIFICACION POR FLEXION:

En la direccion "L"

$$M_U = (W_U \cdot xS) \frac{I_V^2}{2} = 241.28 \text{ Tn-m}$$

$$A_S = \frac{M_U}{\phi f'_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 82.51 \text{ cm} \quad ; \quad a = \frac{A_S f'_Y}{0.85 f'_c b} = 5.02 \text{ cm}$$

$$A_s = 76.50 \text{ cm} \implies a = 4.65 \text{ cm} \quad \text{Conforme}$$

* Verificación de la cuantía de acero:

$$A_{S_{\min}} = \rho_{Temp} \cdot b_x \cdot d = 44.87 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c \left(\frac{6100}{6100 + f_Y}\right)}{f_Y} \implies \rho_b = 0.029$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b \implies \rho_{\max} = 0.021$$

$$\rho_{\min} \leq \rho_{cal} \leq \rho_{\max}$$

$$0.0018 \leq 0.0031 \leq 0.0214 \quad \text{Usar Acero calculado}$$

$$\text{USAR: } A_s = 76.50 \implies n = \frac{A_S}{A_\phi} = 15.00 \implies 15.0$$

Calculo del espaciamiento:

$$e \quad 0.19 \quad \text{USAR: } \boxed{15 \phi \quad 1" \quad @ \quad 0.19}$$

EN DIRECCION TRANSVERSAL En la direccion del lado menor de la columna.

En la direccion "S".

$$M_U = (W_U \cdot xL) \frac{I_V^2}{2} = 241.28 \text{ Tn-m}$$

$$A_S = \frac{M_U}{\phi f'_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 82.51 \text{ cm} \quad ; \quad a = \frac{A_S f'_Y}{0.85 f'_c b} = 5.02 \text{ cm}$$

$$A_s = 76.50 \text{ cm} \implies a = 4.65 \text{ cm} \quad \text{Conforme}$$

* Verificación de la cuantía de acero:

$$A_{S_{\min}} = \rho_{Temp} \cdot b_x \cdot d = 44.87 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c \left(\frac{6100}{6100 + f_Y}\right)}{f_Y} \quad \rho_b = 0.029$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b \implies \rho_{\max} = 0.021$$

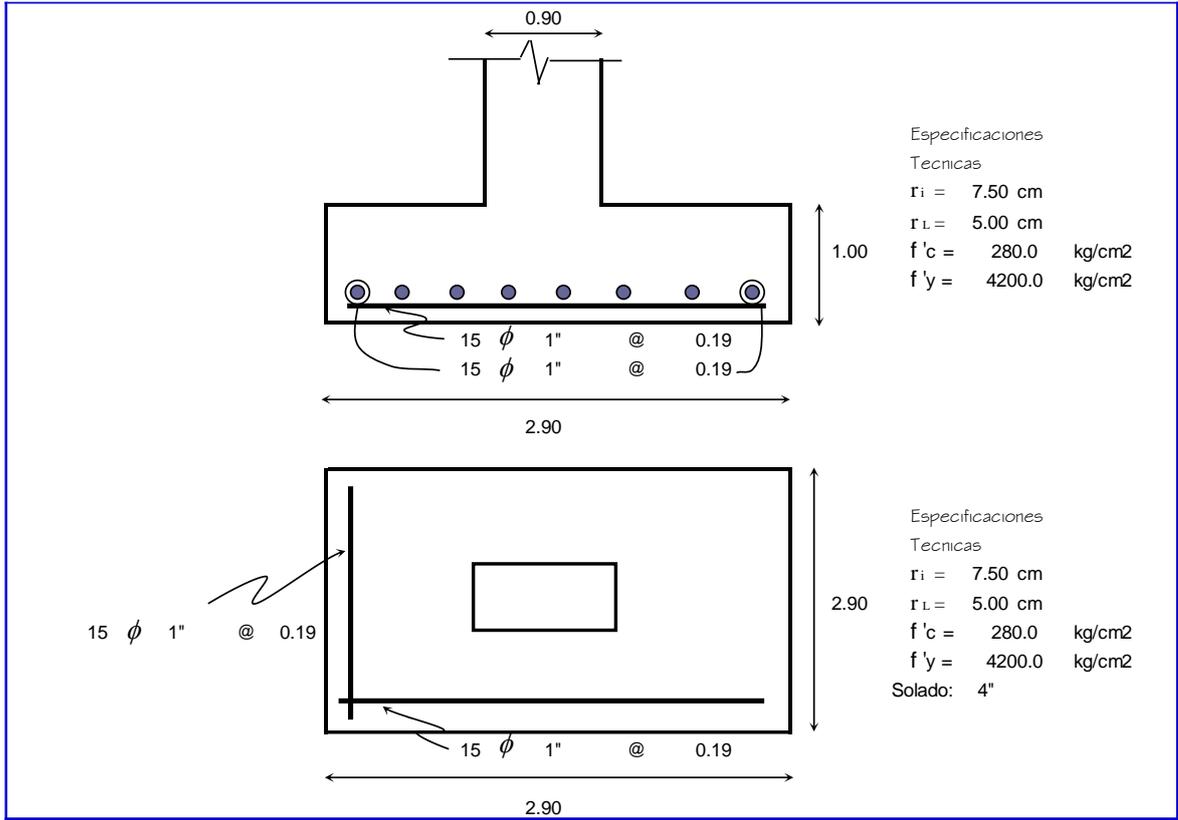
$$\rho_{\min} \leq \rho_{cal} \leq \rho_{\max}$$

$$0.0018 \leq 0.0031 \leq 0.0214 \quad \text{Usar Acero calculado}$$

$$\text{USAR: } A_s = 76.50 \implies n = \frac{A_S}{A_\phi} = 15.00 \implies 15.0$$

Calculo del espaciamiento:

$$e \quad 0.19 \quad \text{USAR: } \boxed{15 \phi \quad 1" \quad @ \quad 0.19}$$



DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS				Z-3	C-1
CARGAS:		CARACTERISTICAS DEL MATERIAL:		t	b
PD= 556.5 Tn	Fy= 4200 Kg/cm ²	COLUMNA:	90 x 90 cm		
PL= 190.0 Tn	F _c = 280 Kg/cm ²	φ 1"	Area As= 5.10 cm ²		
σ _t = 12.50 Kg/cm ²	ρ = 0.0018 (para zapatas)		Perim As= 2.54 cm		
γ _m = 2.10 Tn/m ³	S/C _{PISO} = 300 Kg/m ²	PROF. EXCAV:	hf = 5.50	S/C= 0.20	

PARA ZAPATAS CONCENTRICAS:

1.- ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot h_f - s/c = 113.15 \text{ Tn/m}^2$$

$$A_{zap} = \frac{P}{\sigma_n} = 6.60 \text{ m}^2 \Rightarrow 2.57 \times 2.57 \text{ m}^2$$

Para cumplir: $l_{v1} = l_{v0}$ **USAR:**
 $\Rightarrow T = 2.570 \text{ m} \Rightarrow 2.60 \text{ m}$
 $S = 2.570 \text{ m} \Rightarrow 2.60 \text{ m}$

CHEQUEO:
 $l_{v1} = l_{v0}$
 T = 0.85 **Conforme, puede usar los valores**
 S = 0.85 **indicados de:** 2.60 x 2.60

REACCION NETA DEL TERRENO:

$$W_{NU} = \frac{P_U}{A_{ZAP}} = \frac{(1.40xP_D + 1.70xP_L)}{SxT} = 163.03 \text{ Tn/m}^2$$

2.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA hz DE LA ZAPATA

a.- Por Punzonamiento

b.- Condición de Diseño: $\frac{V_u}{\phi} = V_c$

$$V_u = \frac{1}{\phi} [P_u - W_{NU}(b+d)(t+d)] \dots (1)$$

$$= 1.00 < 5.50$$

$$\Rightarrow V_c = 1.06 \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \dots (2)$$

Donde: $b_o = 2(D_{may}+d)+2(D_{men}+d) = 3.60 + 4d$

* Igualando la ecuación 1=2: $\Rightarrow [1044.69 - 293 d - 163.0 d^2] = 150.8 [3.6 + 4d] \times d$
 $[766.10 d^2 + 836 d + -1044.69] = 0$
Resolviendo: $d = 74.32 \text{ cm}$
 $d = -183.476 \text{ cm}$

Asumimos un valor de hz igual A: $\Rightarrow hz = 81.32 \text{ cm}$

$d_{prom} = 71.28 \text{ cm}$

3.- VERIFICACION POR CORTANTE:

Fuerza cortante actuante por acción de la reacción del terreno.

$$V_{du} = (W_u \times S)(l_v - d) \quad V_n = \frac{V_{du}}{\phi} = 68.40 \text{ Tn}$$

$V_{du} = 58.14 \text{ Tn}$

Fuerza cortante Resistente de la zapata $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_o d = 164.37 \text{ Tn} > V_n$ **Conforme**

4.- VERIFICACION POR FLEXION:

En la direccion "L"

$$M_U = (W_U \cdot xS) \frac{I_V^2}{2} = 153.13 \text{ Tn-m}$$

$$A_S = \frac{M_U}{\phi f'_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 63.14 \text{ cm} \quad ; \quad a = \frac{A_S f'_Y}{0.85 f'_c b} = 4.29 \text{ cm}$$

$$A_s = 58.59 \text{ cm} \implies a = 3.98 \text{ cm} \quad \text{Conforme}$$

*** Verificación de la cuantía de acero:**

$$A_{S_{\min}} = \rho_{Temp} b_x d = 33.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c \left(\frac{6100}{6100 + f_Y}\right)}{f_Y} \implies \rho_b = 0.029$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b \implies \rho_{\max} = 0.021$$

$$\rho_{\min} \leq \rho_{cal} \leq \rho_{\max}$$

$$0.0018 \leq 0.0032 \leq 0.0214 \quad \text{Usar Acero calculado}$$

$$\text{USAR: } A_s = 58.59 \implies n = \frac{A_S}{A_\phi} = 11.49 \implies 12.0$$

Calculo del espaciamiento:

$$e \quad 0.22 \quad \text{USAR: } \boxed{12 \phi \quad 1" \quad @ \quad 0.22}$$

EN DIRECCION TRANSVERSAL En la direccion del lado menor de la columna.

En la direccion "S".

$$M_U = (W_U \cdot xL) \frac{I_V^2}{2} = 153.13 \text{ Tn-m}$$

$$A_S = \frac{M_U}{\phi f'_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 63.14 \text{ cm} \quad ; \quad a = \frac{A_S f'_Y}{0.85 f'_c b} = 4.29 \text{ cm}$$

$$A_s = 58.59 \text{ cm} \implies a = 3.98 \text{ cm} \quad \text{Conforme}$$

*** Verificación de la cuantía de acero:**

$$A_{S_{\min}} = \rho_{Temp} b_x d = 33.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c \left(\frac{6100}{6100 + f_Y}\right)}{f_Y} \quad \rho_b = 0.029$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b \implies \rho_{\max} = 0.021$$

$$\rho_{\min} \leq \rho_{cal} \leq \rho_{\max}$$

$$0.0018 \leq 0.0032 \leq 0.0214 \quad \text{Usar Acero calculado}$$

$$\text{USAR: } A_s = 58.59 \implies n = \frac{A_S}{A_\phi} = 11.49 \implies 12.0$$

Calculo del espaciamiento:

$$e \quad 0.22 \quad \text{USAR: } \boxed{12 \phi \quad 1" \quad @ \quad 0.22}$$

DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS **Z-4 C-1**

CARGAS:	CARACTERISTICAS DEL MATERIAL:		t	b
PD= 457.0 Tn	Fy= 4200 Kg/cm ²	COLUMNA:	90 x 90 cm	
PL= 130.0 Tn	F'c= 280 Kg/cm ²	ϕ 1"	Area As= 5.10 cm ²	
σ _t = 12.50 Kg/cm ²	ρ = 0.0018 (para zapatas)	PROF. EXCAV:	Perim As= 2.54 cm	
γ _m = 2.10 Tn/m ³	S/C _{PISO} = 300 Kg/m ²	hf = 5.50	S/C= 0.20	

PARA ZAPATAS CONCENTRICAS:

1.- ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot h_f - s/c = 113.15 \text{ Tn/m}^2$$

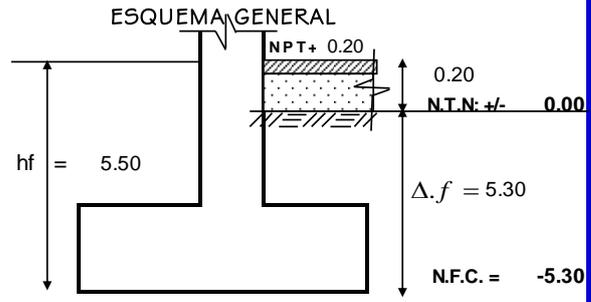
$$A_{zap} = \frac{P}{\sigma_n} = 5.19 \text{ m}^2 \Rightarrow 2.28 \times 2.28 \text{ m}^2$$

Para cumplir: $l_{v1} = l_{v0}$ **USAR:**
 $\Rightarrow T = 2.280 \text{ m} \Rightarrow 2.30 \text{ m}$
 $S = 2.280 \text{ m} \Rightarrow 2.30 \text{ m}$

CHEQUEO:
 $l_{v1} = l_{v0}$
 T = 0.70 **Conforme, puede usar los valores**
 S = 0.70 **indicados de: 2.30 x 2.30**

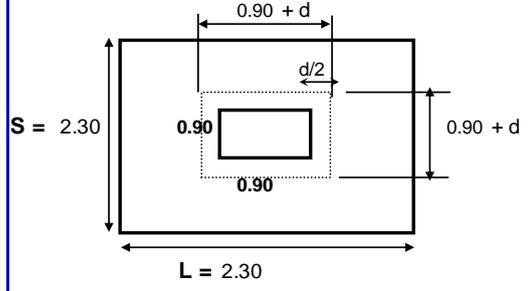
REACCION NETA DEL TERRENO:

$$W_{NU} = \frac{P_U}{A_{ZAP}} = \frac{(1.40xP_D + 1.70xP_L)}{SxT} = 162.72 \text{ Tn/m}^2$$



2.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA hz DE LA ZAPATA

a.- Por Punzonamiento



b.- Condición de Diseño:

$$V_u = \frac{1}{\phi} [P_u - W_{NU}(b+d)(t+d)] \dots (1)$$

$$= 1.00 < 5.50$$

$$\Rightarrow V_c = 1.06 \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \dots (2)$$

Donde: $b_o = 2(D_{may} + d) + 2(D_{men} + d) = 3.60 + 4d$

* Igualando la ecuación 1=2: $\Rightarrow [787.70 - 293 d - 162.7 d^2] = 150.8 [3.6 + 4d] \times d$
 $[765.79 d^2 + 836 d + -787.70] = 0$

Resolviendo: $d = 60.60 \text{ cm}$
 $d = -169.728 \text{ cm}$

Asumimos un valor de hz igual A: $\Rightarrow hz = 67.60 \text{ cm}$

$d_{prom} = 57.56 \text{ cm}$

3.- VERIFICACION POR CORTANTE:

Fuerza cortante actuante por acción de la reacción del terreno.

$V_{du} = (W_u \times S)(l_v - d)$
 $V_{du} = 46.54 \text{ Tn}$

$$V_n = \frac{V_{du}}{\phi} = 54.76 \text{ Tn}$$

Fuerza cortante Resistente de la zapata $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_o d = 117.42 \text{ Tn} > V_n$ **Conforme**

4.- VERIFICACION POR FLEXION:

En la direccion "L"

$$M_U = (W_U \cdot xS) \frac{I_V^2}{2} = 91.69 \text{ Tn-m}$$

$$A_S = \frac{M_U}{\phi f'_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 46.82 \text{ cm} \quad ; \quad a = \frac{A_S f'_y}{0.85 f'_c b} = 3.59 \text{ cm}$$

$$A_s = 43.50 \text{ cm} \implies a = 3.34 \text{ cm} \quad \text{Conforme}$$

*** Verificación de la cuantía de acero:**

$$A_{s_{\min}} = \rho_{Temp} b_x d = 23.83 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c \left(\frac{6100}{6100 + f_y}\right)}{f_y} \implies \rho_b = 0.029$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b \implies \rho_{\max} = 0.021$$

$$\rho_{\min} \leq \rho_{cal} \leq \rho_{\max}$$

$$0.0018 \leq 0.0033 \leq 0.0214 \quad \text{Usar Acero calculado}$$

$$\text{USAR: } A_s = 43.50 \implies n = \frac{A_s}{A_\phi} = 8.53 \implies 9.0$$

Calculo del espaciamiento:

$$e \quad 0.27 \quad \text{USAR: } \boxed{9 \phi \quad 1" \quad @ \quad 0.27}$$

EN DIRECCION TRANSVERSAL En la direccion del lado menor de la columna.

En la direccion "S".

$$M_U = (W_U \cdot xL) \frac{I_V^2}{2} = 91.69 \text{ Tn-m}$$

$$A_S = \frac{M_U}{\phi f'_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 46.82 \text{ cm} \quad ; \quad a = \frac{A_S f'_y}{0.85 f'_c b} = 3.59 \text{ cm}$$

$$A_s = 43.50 \text{ cm} \implies a = 3.34 \text{ cm} \quad \text{Conforme}$$

*** Verificación de la cuantía de acero:**

$$A_{s_{\min}} = \rho_{Temp} b_x d = 23.83 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c \left(\frac{6100}{6100 + f_y}\right)}{f_y} \quad \rho_b = 0.029$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b \implies \rho_{\max} = 0.021$$

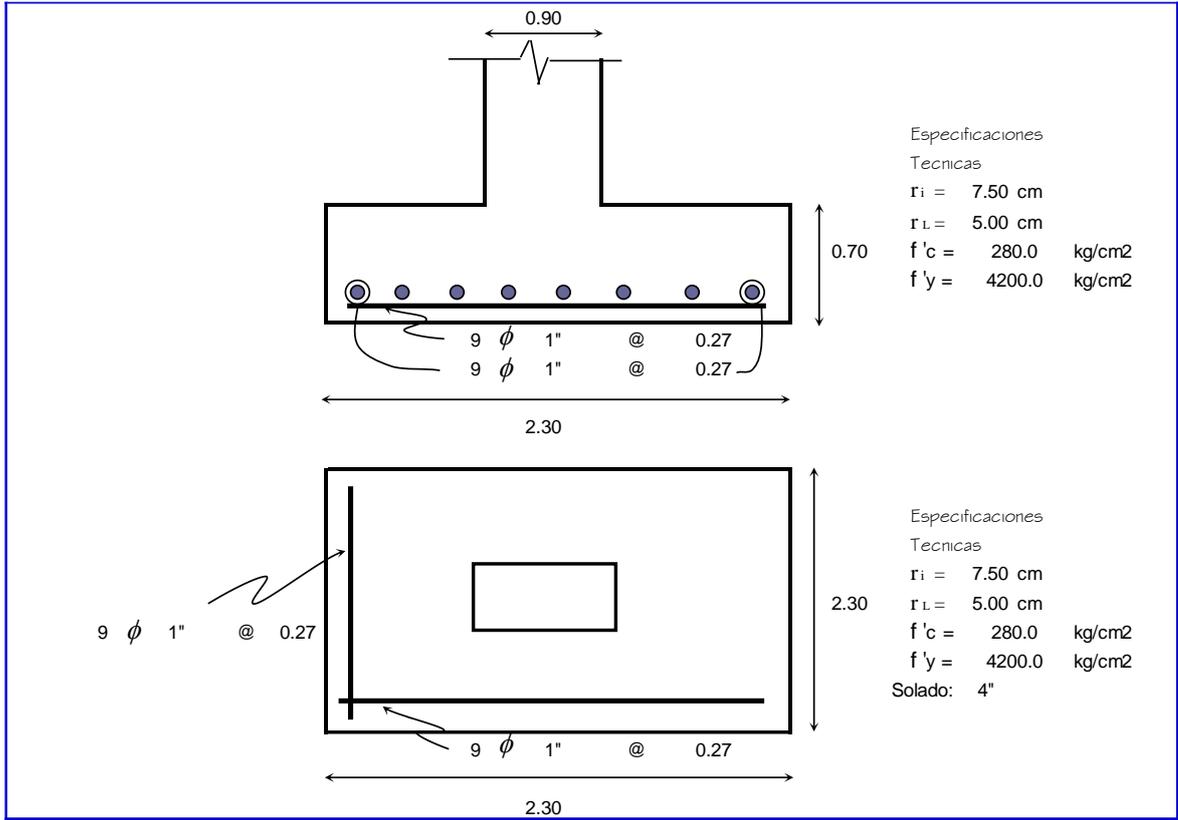
$$\rho_{\min} \leq \rho_{cal} \leq \rho_{\max}$$

$$0.0018 \leq 0.0033 \leq 0.0214 \quad \text{Usar Acero calculado}$$

$$\text{USAR: } A_s = 43.50 \implies n = \frac{A_s}{A_\phi} = 8.53 \implies 9.0$$

Calculo del espaciamiento:

$$e \quad 0.27 \quad \text{USAR: } \boxed{9 \phi \quad 1" \quad @ \quad 0.27}$$

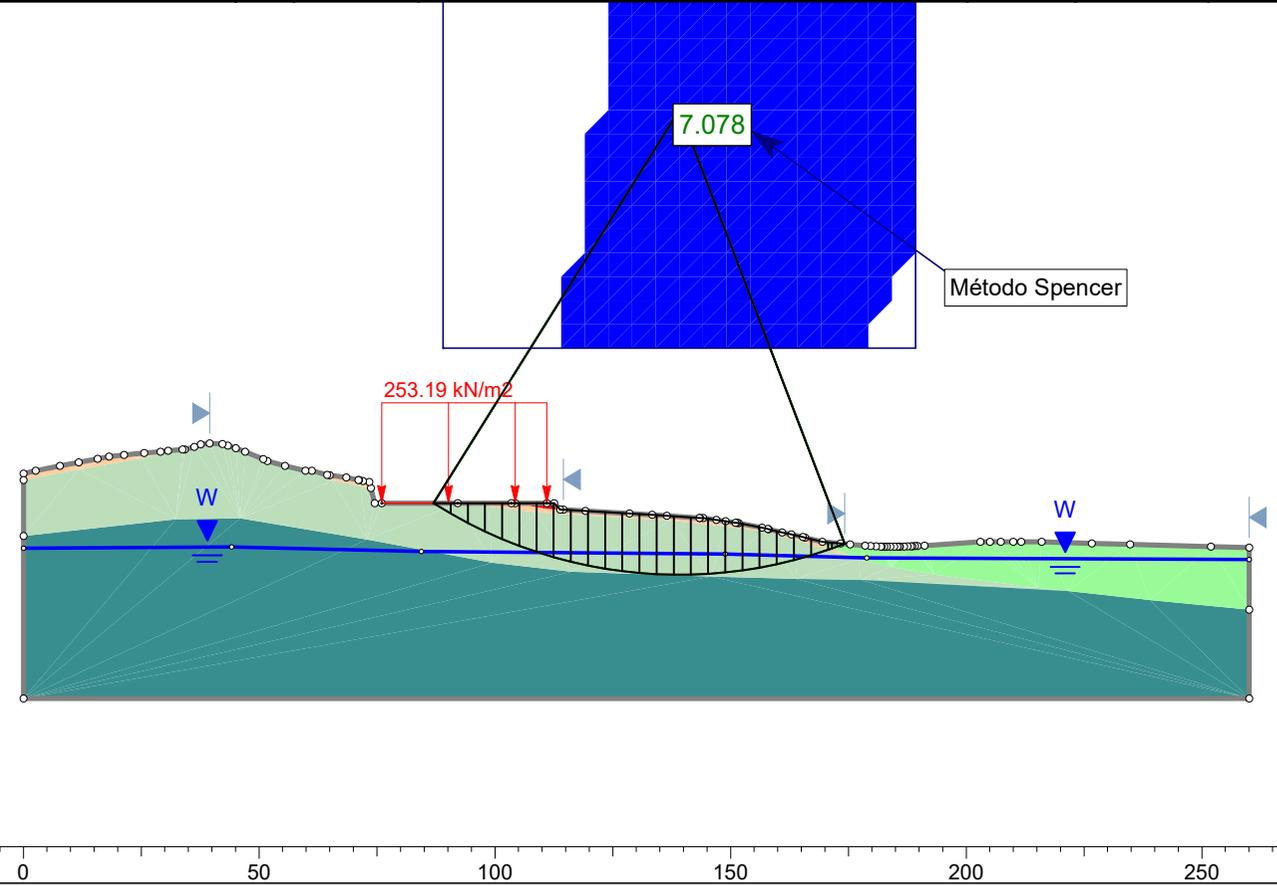
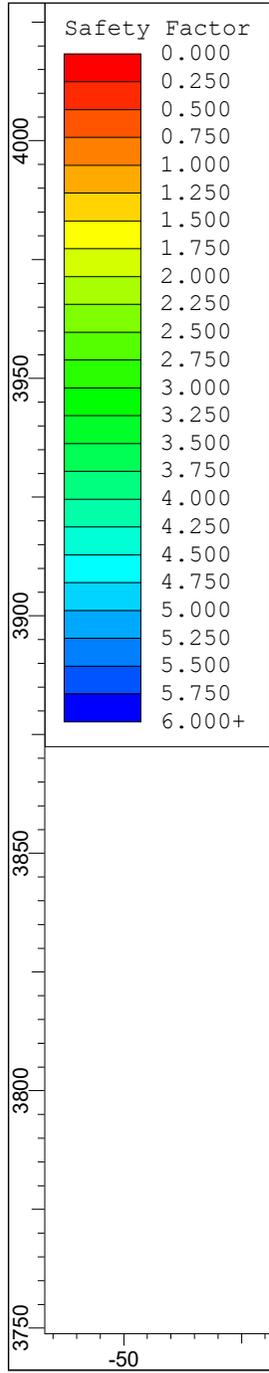


Anexo 05

Análisis de estabilidad

SECCIÓN GEOTÉCNICO A-A' - ANÁLISIS ESTÁTICO

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	UCS (kN/m2)	m	s	a	Water Surface	Hu Type	Hu
UG Roca caliza		22.06	Generalised Hoek-Brown			38270	0.574326	0.00127263	0.502841	Water Surface	Automatically Calculated	1
UG Caliza fracturada		22.06	Generalised Hoek-Brown			38270	0.196718	0.000104464	0.508086	Water Surface	Automatically Calculated	1
UG Fragmento Caliza - Arcilla		22.06	Generalised Hoek-Brown			18720	0.0673795	8.57494e-006	0.522344	Water Surface	Automatically Calculated	1
UG Fango Perilacustre		17.16	Mohr-Coulomb	29.42	33.16					Water Surface	Automatically Calculated	1
UG Relleno estructural		18	Mohr-Coulomb	0	35					Water Surface	Automatically Calculated	1

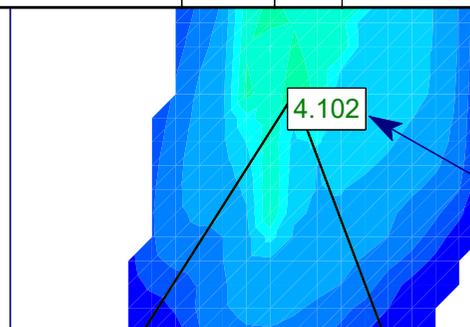
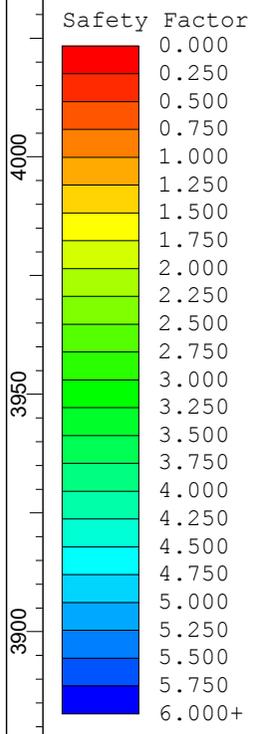


SECCIÓN GEOTÉCNICO A-A' - ANÁLISIS PSEUDO ESTÁTICO

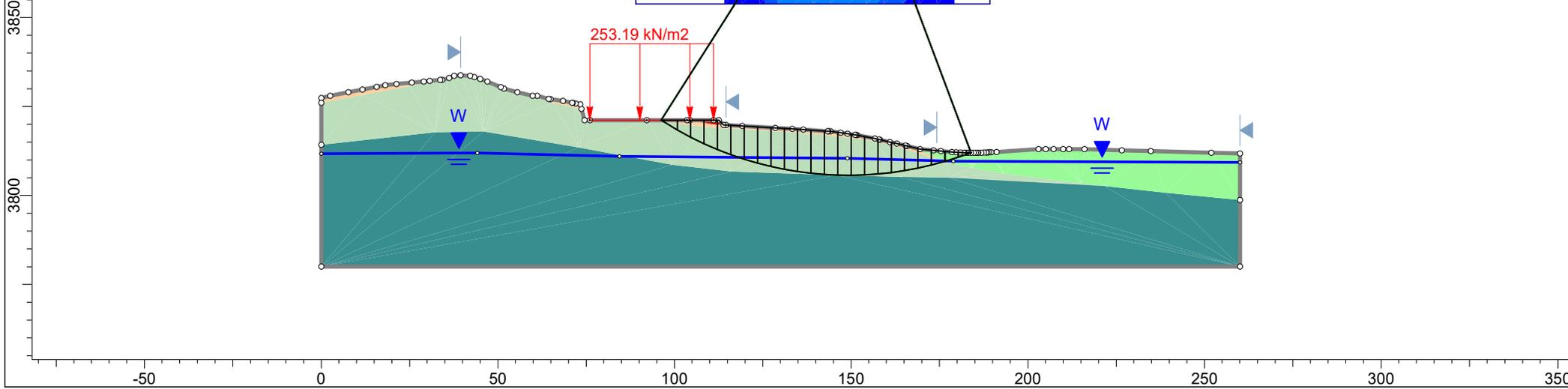
0.18



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	UCS (kN/m ²)	m	s	a	Water Surface	Hu Type	Hu
UG Roca caliza		22.06	Generalised Hoek-Brown			38270	0.574326	0.00127263	0.502841	Water Surface	Automatically Calculated	1
UG Caliza fracturada		22.06	Generalised Hoek-Brown			38270	0.196718	0.000104464	0.508086	Water Surface	Automatically Calculated	1
UG Fragmento Caliza - Arcilla		22.06	Generalised Hoek-Brown			18720	0.0673795	8.57494e-006	0.522344	Water Surface	Automatically Calculated	1
UG Fango Perilacustre		17.16	Mohr-Coulomb	29.42	33.16					Water Surface	Automatically Calculated	1
UG Relleno estructural		18	Mohr-Coulomb	0	35					Water Surface	Automatically Calculated	1

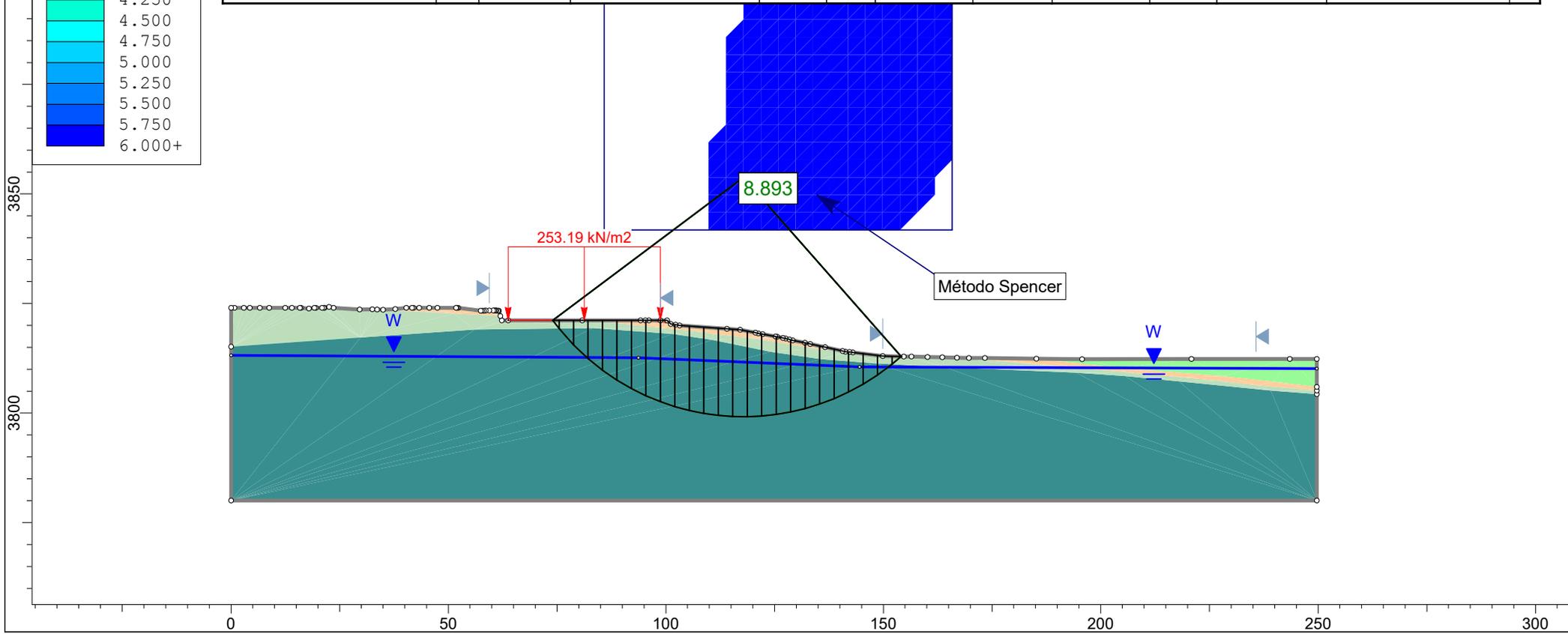
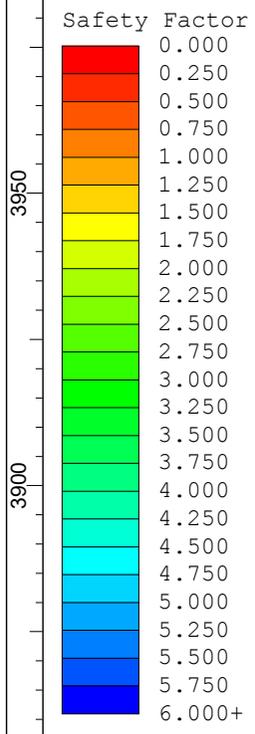


MÉTODO SPENCER



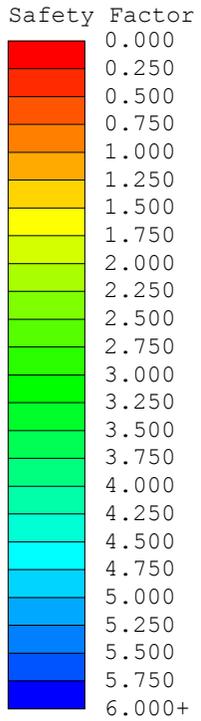
SECCIÓN GEOTÉCNICO B-B' - ANÁLISIS ESTÁTICO

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	UCS (kN/m ²)	m	s	a	Water Surface	Hu Type	Hu
UG Roca caliza		22.06	Generalised Hoek-Brown			38270	0.574326	0.00127263	0.502841	Water Surface	Automatically Calculated	1
UG Caliza fracturada		22.06	Generalised Hoek-Brown			38270	0.196718	0.000104464	0.508086	Water Surface	Automatically Calculated	1
UG Fragmento Caliza - Arcilla		22.03	Generalised Hoek-Brown			18720	0.0673795	8.57494e-006	0.522344	Water Surface	Automatically Calculated	1
UG Fango Perilacustre		17.16	Mohr-Coulomb	29.42	33.16					Water Surface	Automatically Calculated	1
UG Relleno estructural		18	Mohr-Coulomb	0	35					Water Surface	Automatically Calculated	1



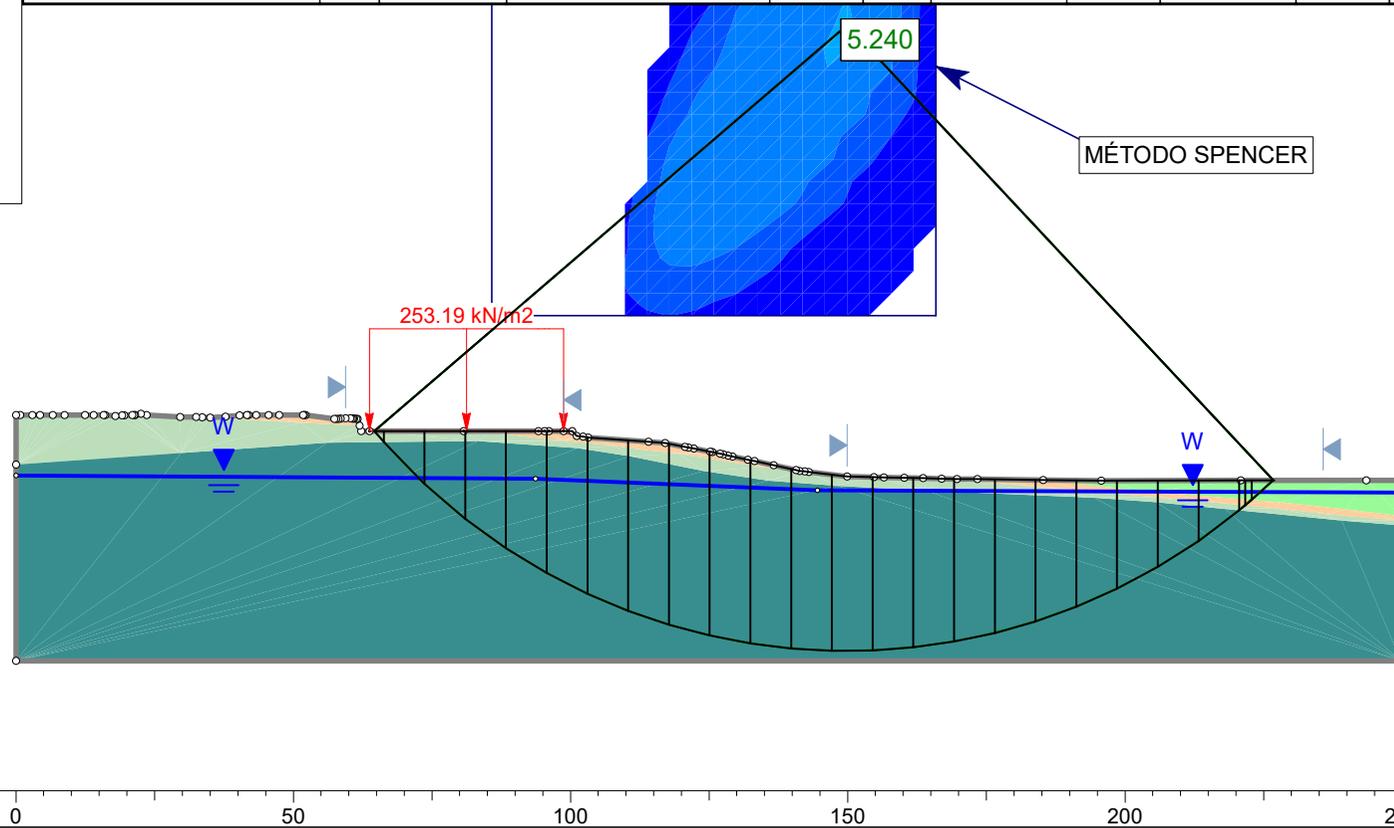
SECCIÓN GEOTÉCNICO B-B' - ANÁLISIS PSEUDO ESTÁTICO

▶ 0.18

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	UCS (kN/m2)	m	s	a	Water Surface	Hu Type	Hu
UG Roca caliza		22.06	Generalised Hoek-Brown			38270	0.574326	0.00127263	0.502841	Water Surface	Automatically Calculated	1
UG Caliza fracturada		22.06	Generalised Hoek-Brown			38270	0.196718	0.000104464	0.508086	Water Surface	Automatically Calculated	1
UG Fragmento Caliza - Arcilla		22.03	Generalised Hoek-Brown			18720	0.0673795	8.57494e-006	0.522344	Water Surface	Automatically Calculated	1
UG Fango Perilacustre		17.16	Mohr-Coulomb	29.42	33.16					Water Surface	Automatically Calculated	1
UG Relleno estructural		18	Mohr-Coulomb	0	35					Water Surface	Automatically Calculated	1

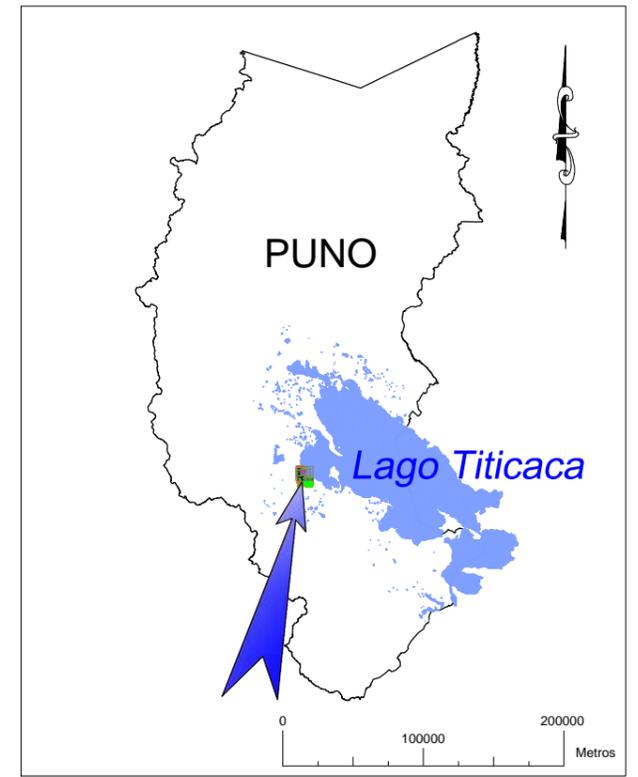
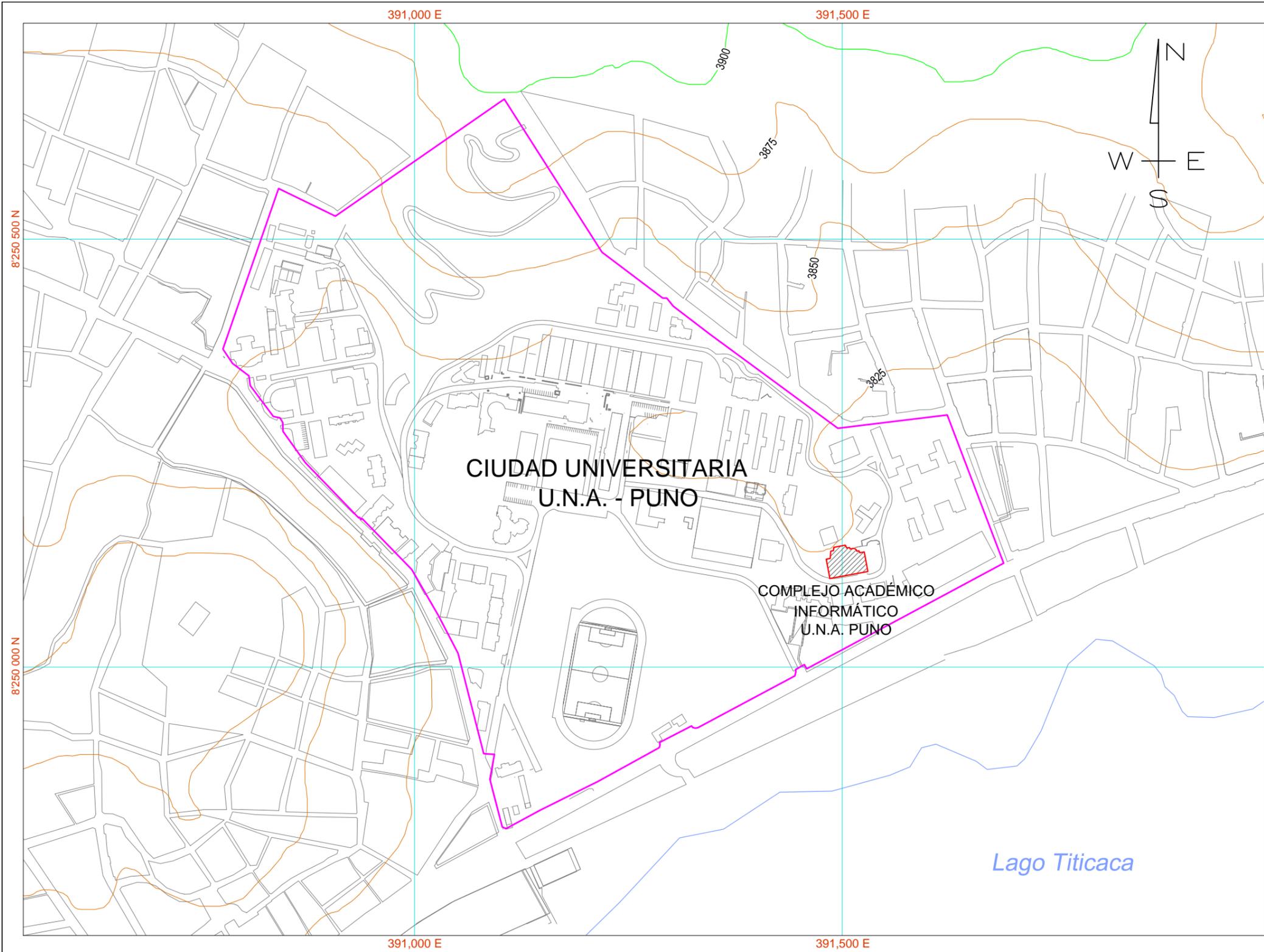
3950
3900
3850
3800



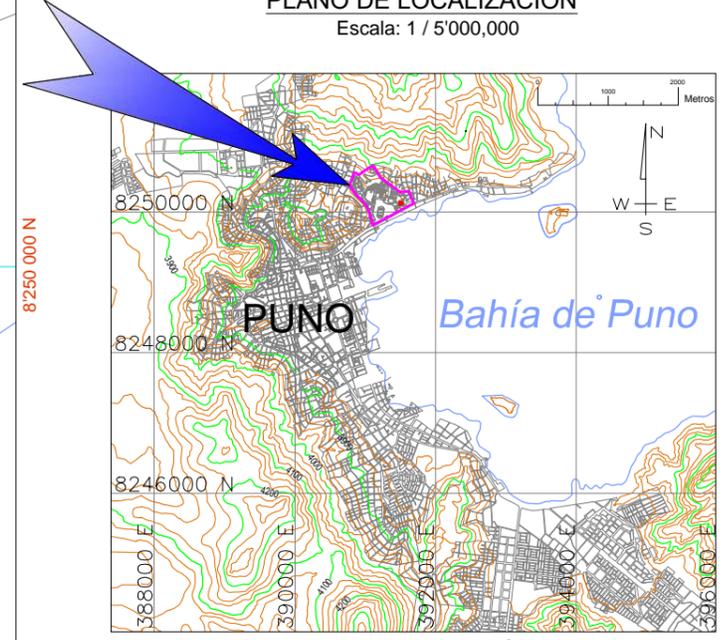
300

Anexo 06

Planos



PLANO DE LOCALIZACIÓN
Escala: 1 / 5'000,000



PLANO DE UBICACIÓN EN LA CIUDAD DE PUNO
Escala: 1/100,000

LEYENDA

Simbología	Descripción
	Curvas de Nivel Secundario
	Curvas de Nivel maestras
	Límite de Lago Titicaca
	Unidad catastral a nivel Manzana
	Perímetro de la ciudad universitaria
	Perímetro del complejo académico



PROJECT SLIDE

BASE CARTOGRÁFICA:
Sistema de Proyección de Coordenadas UTM
Zona del Estereio 19
Parámetro del Elipsoide World Geodetic System WGS-84

FUENTE:
Plano topográfico de la U.N.A. - PUNO 2017
Imagen Satelital Google Earth

UAP UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL INGENIERÍA CIVIL

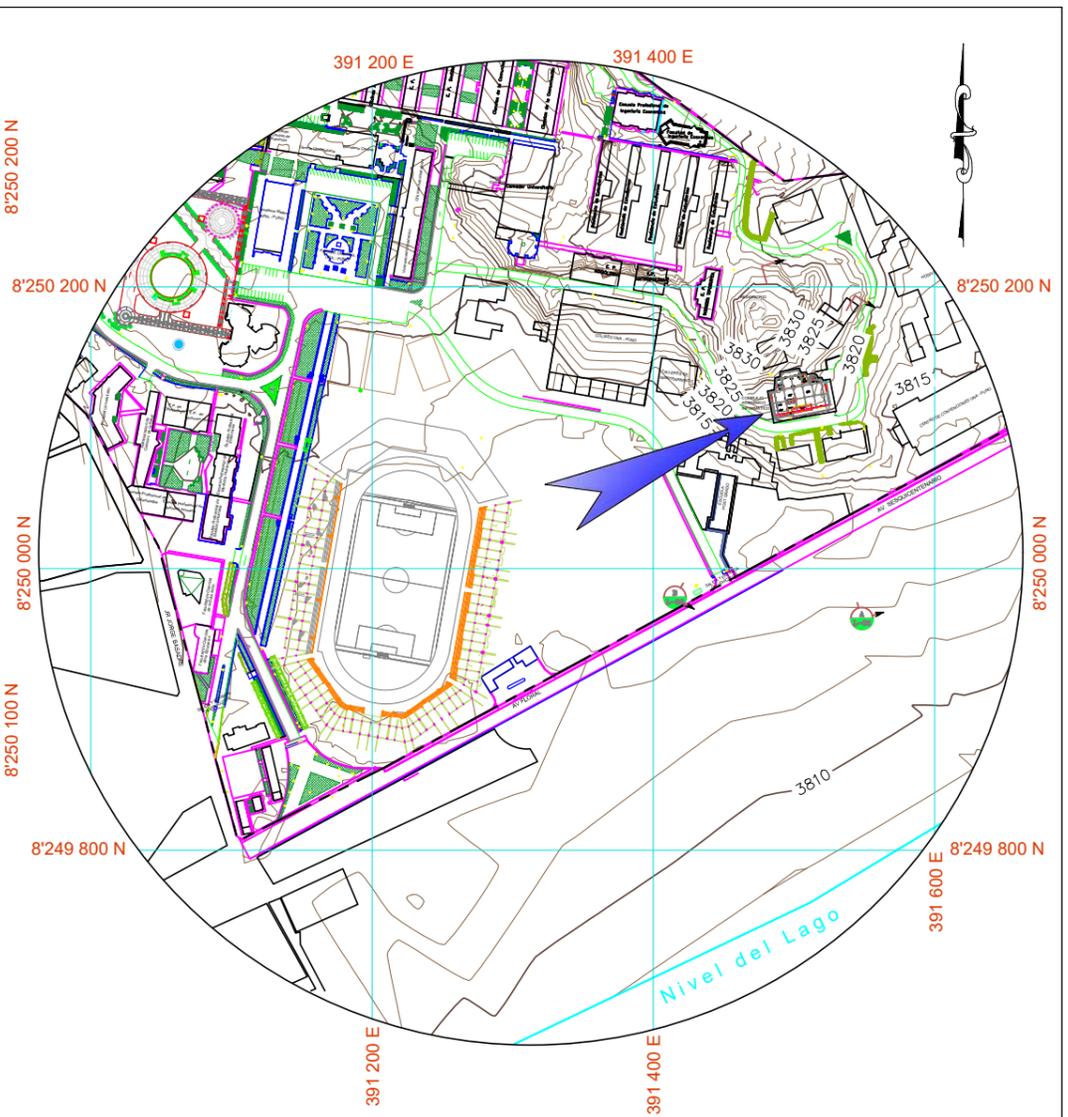
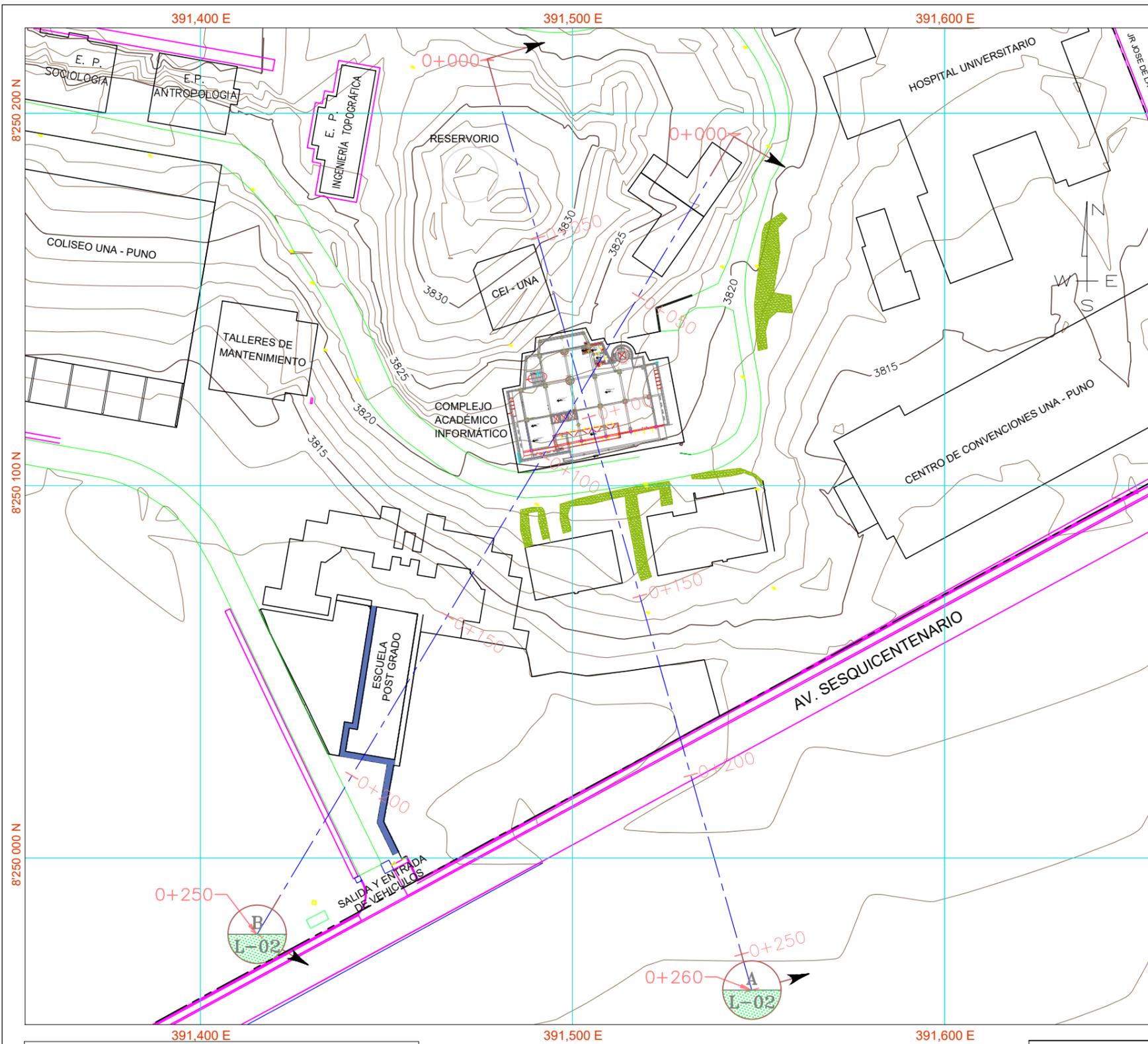
PROYECTO: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN DEL C.A.I. DE LA U.N.A. PUNO
TESIS PRESENTADO PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PLANO: **LOCALIZACIÓN Y UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO**
U.N.A. - PUNO

UBICACIÓN	LUGAR	DISTRITO	PROVINCIA	DPTO	ÁREA	PERÍMETRO
	U.N.A. PUNO	PUNO	PUNO	PUNO	1 345.30 m ²	154.26 m

ELAB. POR: Bach. MARCO G. ALANOCA LAURA	REVISADO POR: Mg. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
APROBADO POR: MIEMBROS DEL JURADO REVISOR DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN	FECHA MAYO 2017
	ESCALA Indicada

LAMINA N° **U-01**



PLANO DE UBICACIÓN
Escala: 1 / 5 000



Simbología	Descripción
	Curvas de Nivel Secundario
	Curvas de Nivel maestras
	Límite de Lago Titicaca
	Vías de transito vehicular existente
	Límite de propiedad UNA PUNO
	Veredas
	Secciones
	Áreas verdes
	Construcciones existentes

PLANO TOPOGRÁFICO
Escala: 1 / 1,250



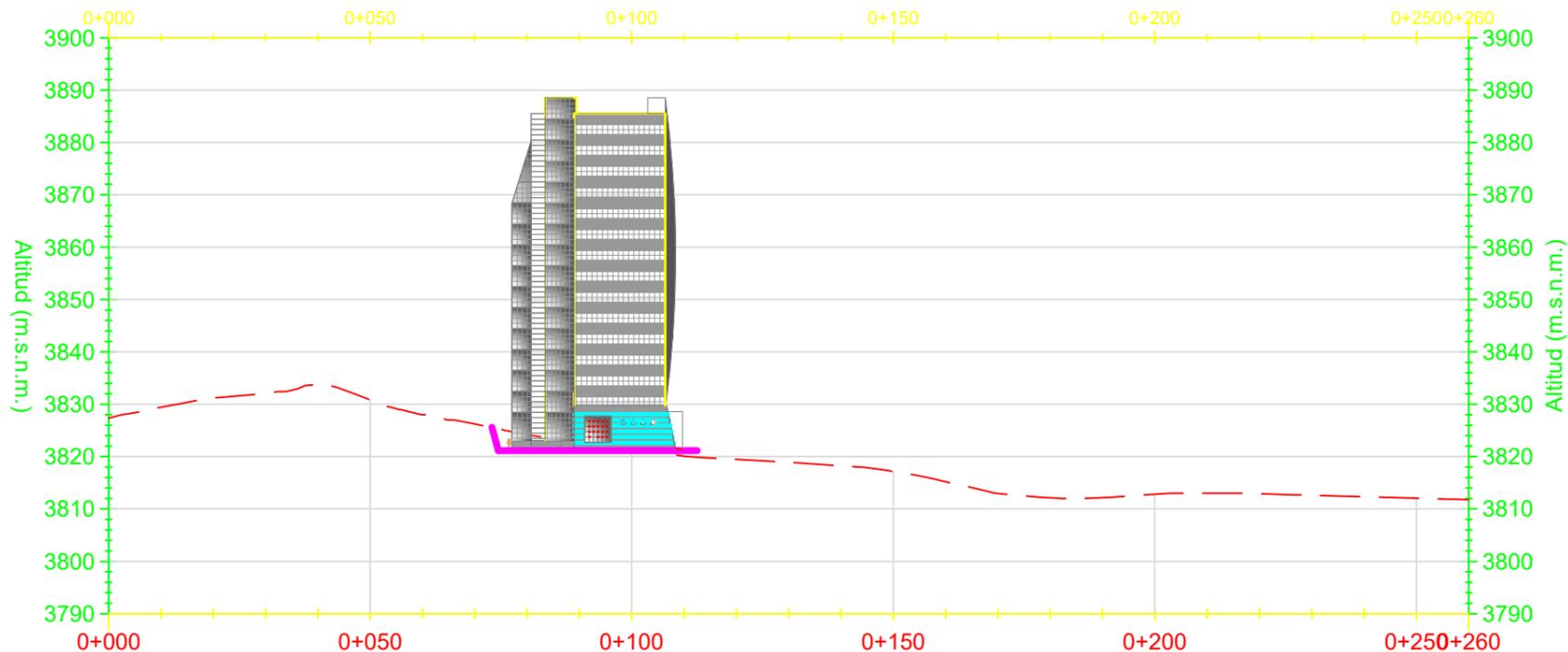
PROJECT SLIDE

BASE CARTOGRÁFICA:
Sistema de Proyección de Coordenadas UTM
Zona del Estadio 19
Parámetro del Elipsoide World Geodetic System WGS-84

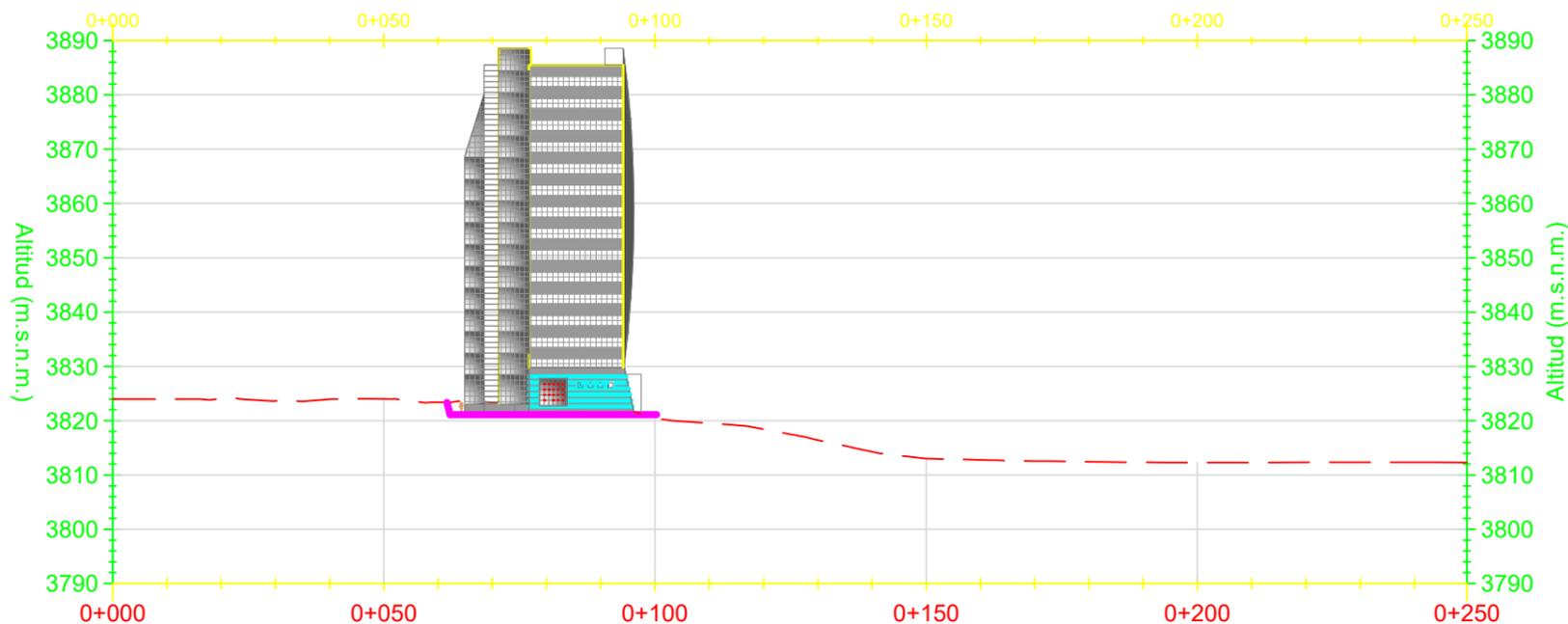
FUENTE:
Plano topográfico de la
UNA - PUNO 2017
Imagen Satelital Google Earth

UAP UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS		FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL INGENIERÍA CIVIL					
PROYECTO: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN DEL C.A.I. DE LA U.N.A. PUNO TESIS PRESENTADO PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL							
PLANO:		PLANO TOPOGRÁFICO					
PROPIEDAD:		U.N.A. - PUNO					
UBICACIÓN	LUGAR	DISTRITO	PROVINCIA	DPTO	ÁREA	PERÍMETRO	LAMINA N° L-01
	U.N.A. PUNO	PUNO	PUNO	PUNO	1 345.30 m ²	154.26 m	
ELAB. POR:	Bach. MARCO G. ALANOCA LAURA	REVISADO POR:	Mg. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI		FECHA	ESCALA	
APROBADO POR:	MIEMBROS DEL JURADO REVISOR DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN				MAYO 2017	Indicada	

Perfil: Sección A-A'



Perfil: Sección B-B'

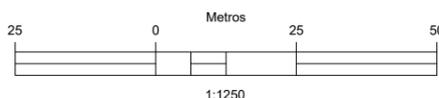


LEYENDA

Simbología	Descripción
	Superficie del terreno existente

SECCIONES (L-01)

Escala H.: 1 / 1 250
Escala V.: 1 / 1 250



BASE CARTOGRÁFICA:
Sistema de Proyección de Coordenadas UTM
Zona del Estrecho 19
Parámetro del Elipsoide World Geodetic System WGS-84

FUENTE:
Plano topográfico de la U.N.A. - PUNO 2017
Imagen Satelital Google Earth



FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL INGENIERÍA CIVIL

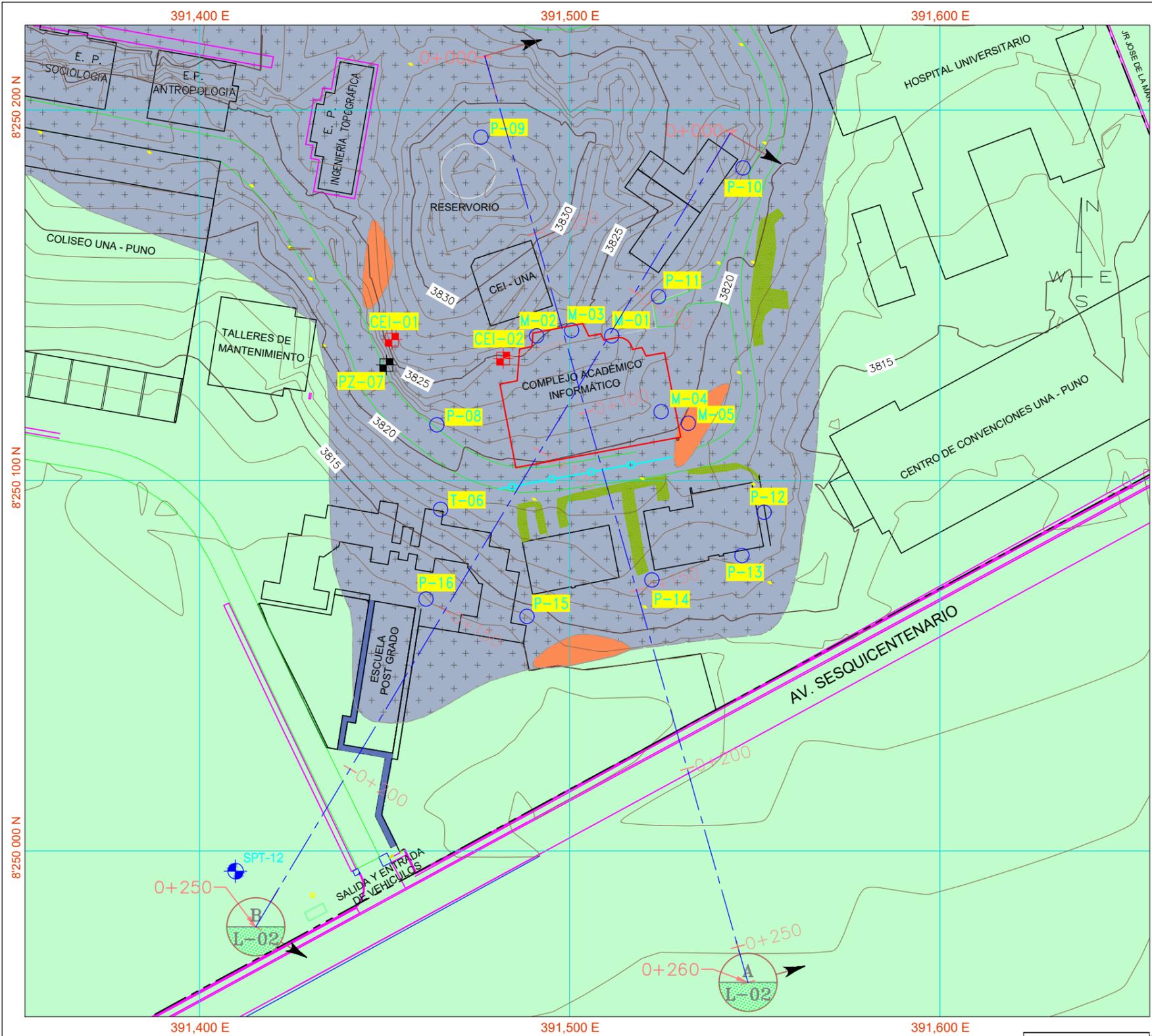
PROYECTO: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN DEL C.A.I. DE LA U.N.A. PUNO
TESIS PRESENTADO PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PLANO: **SECCIONES**
PROPIEDAD: **U.N.A. - PUNO**

UBICACIÓN	LUGAR	DISTRITO	PROVINCIA	DPTO	ÁREA	PERÍMETRO
	U.N.A. PUNO	PUNO	PUNO	PUNO	1 345.30 m ²	154.26 m
ELAB. POR:	Bach. MARCO G. ALANOCA LAURA		REVISADO POR:		FECHA	ESCALA
APROBADO POR:	MIEMBROS DEL JURADO REVISOR DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN		Mg. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI		MAYO 2017	Indicada

LAMINA N°

L-02



LEYENDA:

- CURVAS DE NIVEL DE LA SUPERFICIE DE TERRENO EXISTENTE Y ELEVACIÓN EN METROS
- CARRETERA EXISTENTE
- VEREDA
- ESTRUCTURA EXISTENTE
- ESTRUCTURA COMPLEJO ACADÉMICO INFORMÁTICO
- CALICATAS (UNA, DICIEMBRE 2011)
- CALICATAS (ABRIL 2017)
- PUNTOS DE MUESTREO (UNA, DICIEMBRE 2011)
- PUNTOS DE OBSERVACIÓN (UNA, DICIEMBRE 2011)
- ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT (OCTUBRE 2010)
- LÍMITE DE PROPIEDAD DE LA UNA PUNO
- LÍNEA DE SECCIÓN
- CONTACTO LITOLÓGICO DEFINIDO
- AFLORAMIENTO DE ROCA CALIZA
- LENTE DE SUELO RESIDUAL
- FANGO PERI-LACUSTRE

PLANTA
Escala: 1 / 1,250

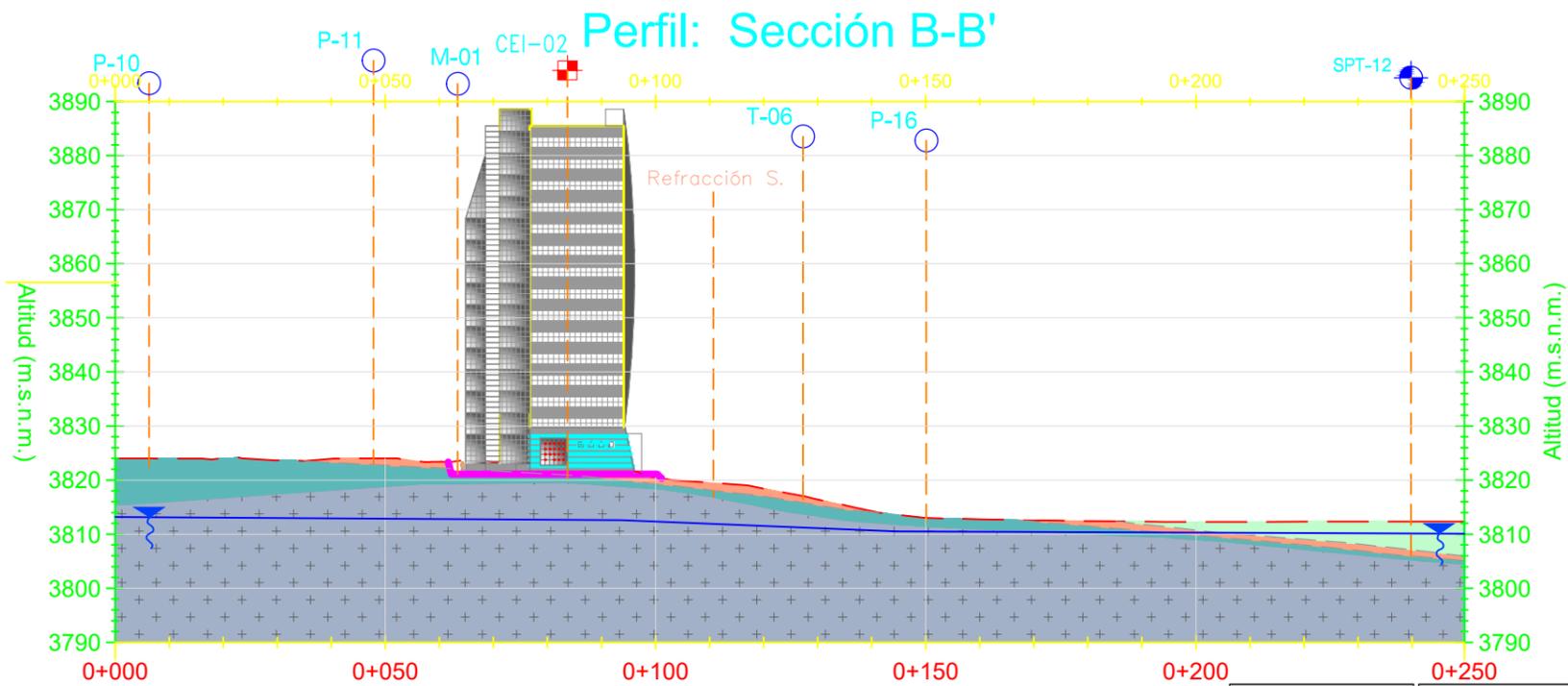
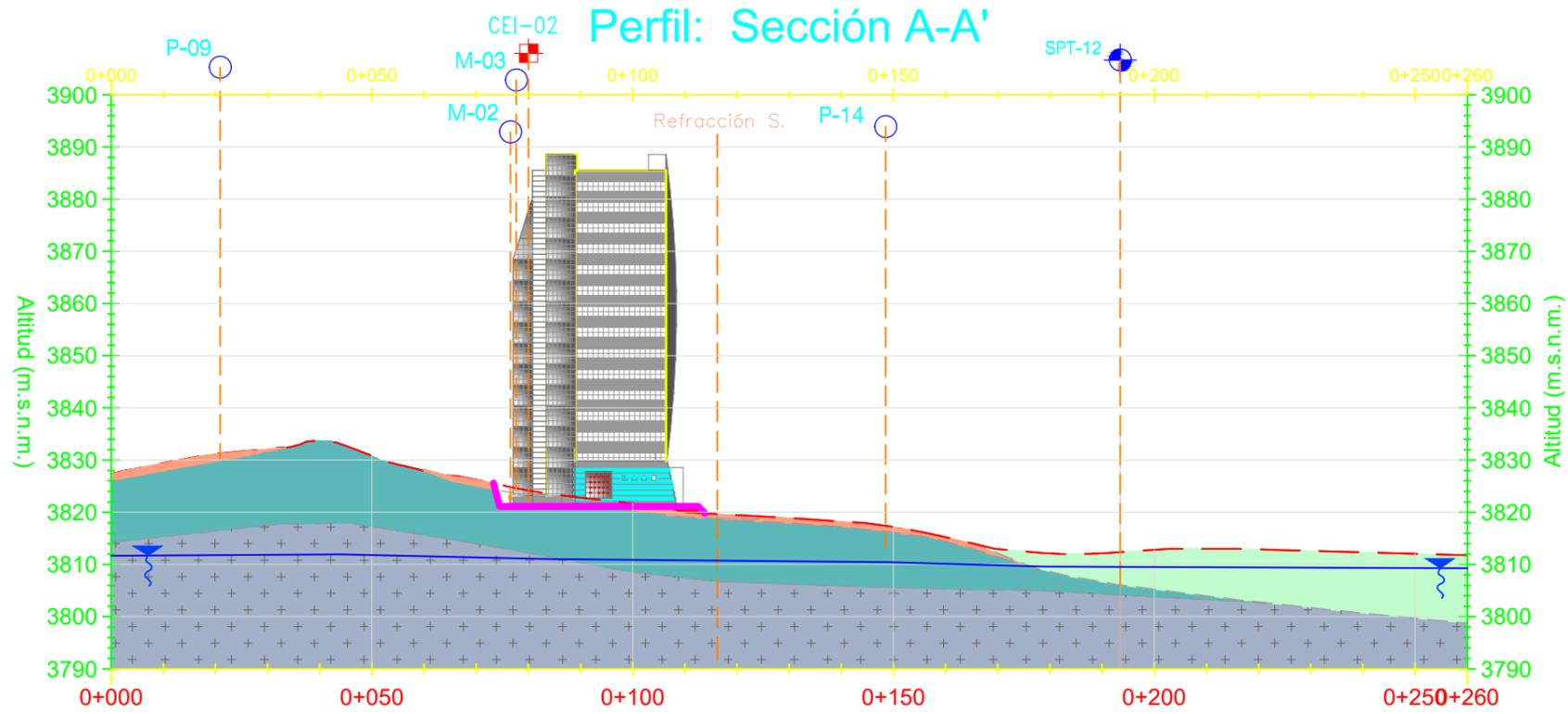


PROJECT SLIDE

BASE CARTOGRÁFICA:
Sistema de Proyección de Coordenadas UTM
Zona del Estadio 19
Parámetro del Elipsoide World Geodetic System WGS-84

FUENTE:
Plano topográfico de la
UNA - PUNO 2017
Imagen Satelital Google Earth

UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS		FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA					
		ESCUELA PROFESIONAL INGENIERÍA CIVIL					
PROYECTO: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN DEL C.A.I. DE LA U.N.A. PUNO TESIS PRESENTADO PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL							
PLANO:		PLANO GEOTÉCNICO					
PROPIEDAD:		U.N.A. - PUNO					
UBICACIÓN	LUGAR	DISTRITO	PROVINCIA	DPTO	ÁREA	PERÍMETRO	LAMINA N° L-03
	U.N.A. PUNO	PUNO	PUNO	PUNO	1 345.30 m2	154.26 m	
ELAB. POR:	Bach. MARCO G. ALANOCA LAURA		REVISADO POR:		Mg. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI		
APROBADO POR:	MIEMBROS DEL JURADO REVISOR DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN		FECHA:		MAYO 2017		ESCALA: Indicada



LEYENDA

Simbología	Descripción
	SUPERFICIE DE TERRENO EXISTENTE
	CALICATAS (UNA, DICIEMBRE 2011)
	CALICATAS (ABRIL 2017)
	PUNTOS DE MUESTREO (UNA, DICIEMBRE 2011)
	PUNTOS DE OBSERVACIÓN (UNA, DICIEMBRE 2011)
	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT (OCTUBRE 2013)
	CONTACTO LITOLÓGICO DEFINIDO
	UG ROCA CALIZA FISURADA
	UG ROCA CALIZA FRACTURADA
	UG FRAGMENTO DE ROCA CALIZA Y ARCILLA
	UG FANGO PERI-LACUSTRE
	UG RELLENO ESTRUCTURAL

SECCIONES (L-01)
 Escala H.: 1 / 1 250
 Escala V.: 1 / 1 250



BASE CARTOGRÁFICA:
Sistema de Proyección de Coordenadas UTM
Zona del Estrecho 19
Parámetro del Elipsoide World Geodetic System WGS-84

FUENTE:
Plano topográfico de la U.N.A. - PUNO 2017
Imagen Satelital Google Earth

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL INGENIERÍA CIVIL

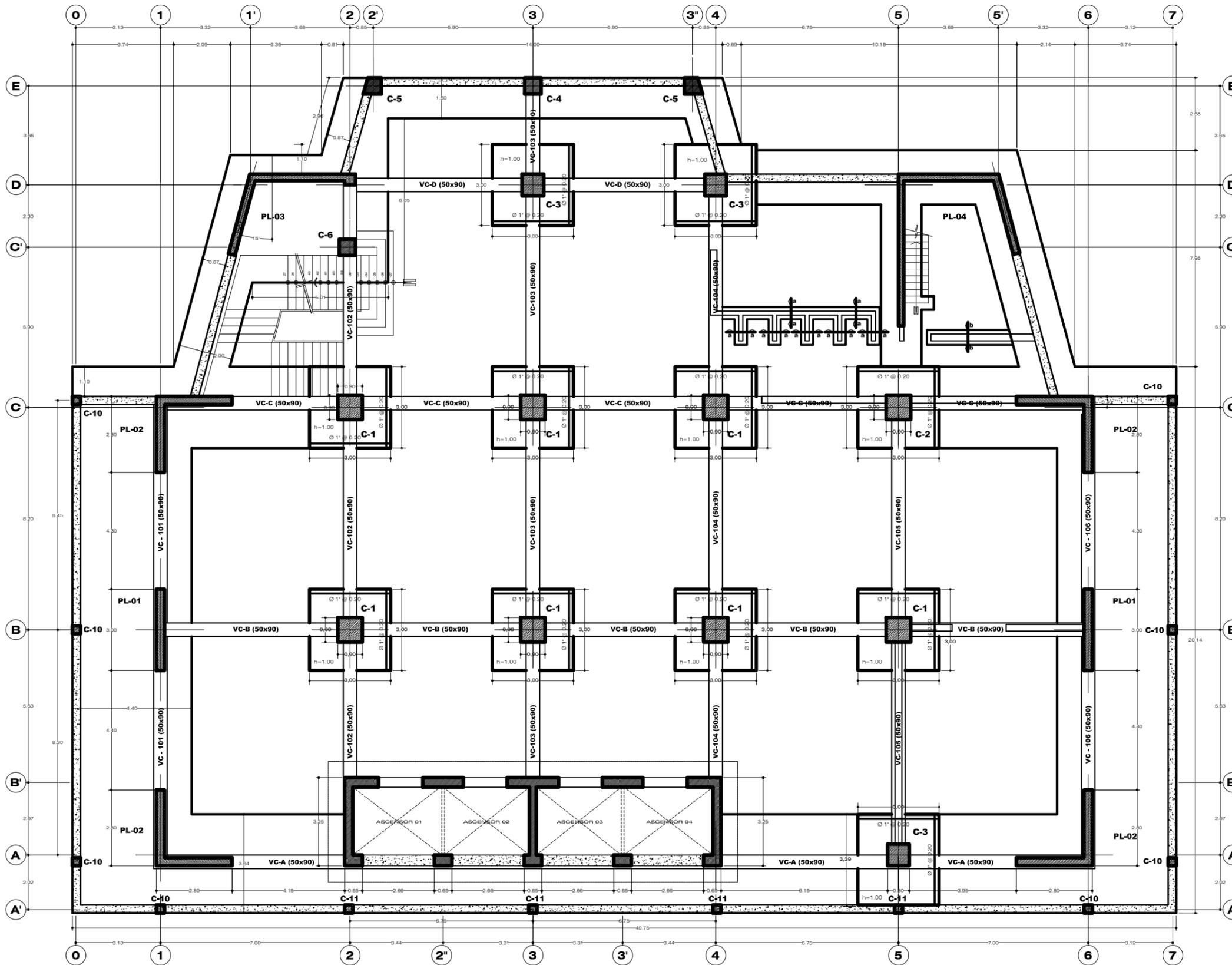
PROYECTO: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN DEL C.A.I. DE LA U.N.A. PUNO
TESIS PRESENTADO PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PLANO: **SECCIONES GEOTÉCNICAS**

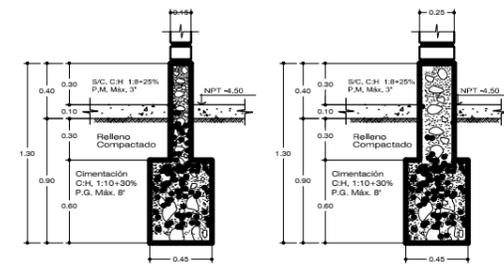
PROPIEDAD: **U.N.A. - PUNO**

UBICACIÓN	LUGAR	DISTRITO	PROVINCIA	DPTO	ÁREA	PERÍMETRO
		U.N.A. PUNO	PUNO	PUNO	PUNO	1 345.30 m2
ELAB. POR:	Bach. MARCO G. ALANOCA LAURA		REVISADO POR: Mg. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI		FECHA	ESCALA
APROBADO POR:	MIEMBROS DEL JURADO REVISOR DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN				MAYO 2017	Indicada

LAMINA N° **L-04**



CIMENTACION
Esc: 1/75



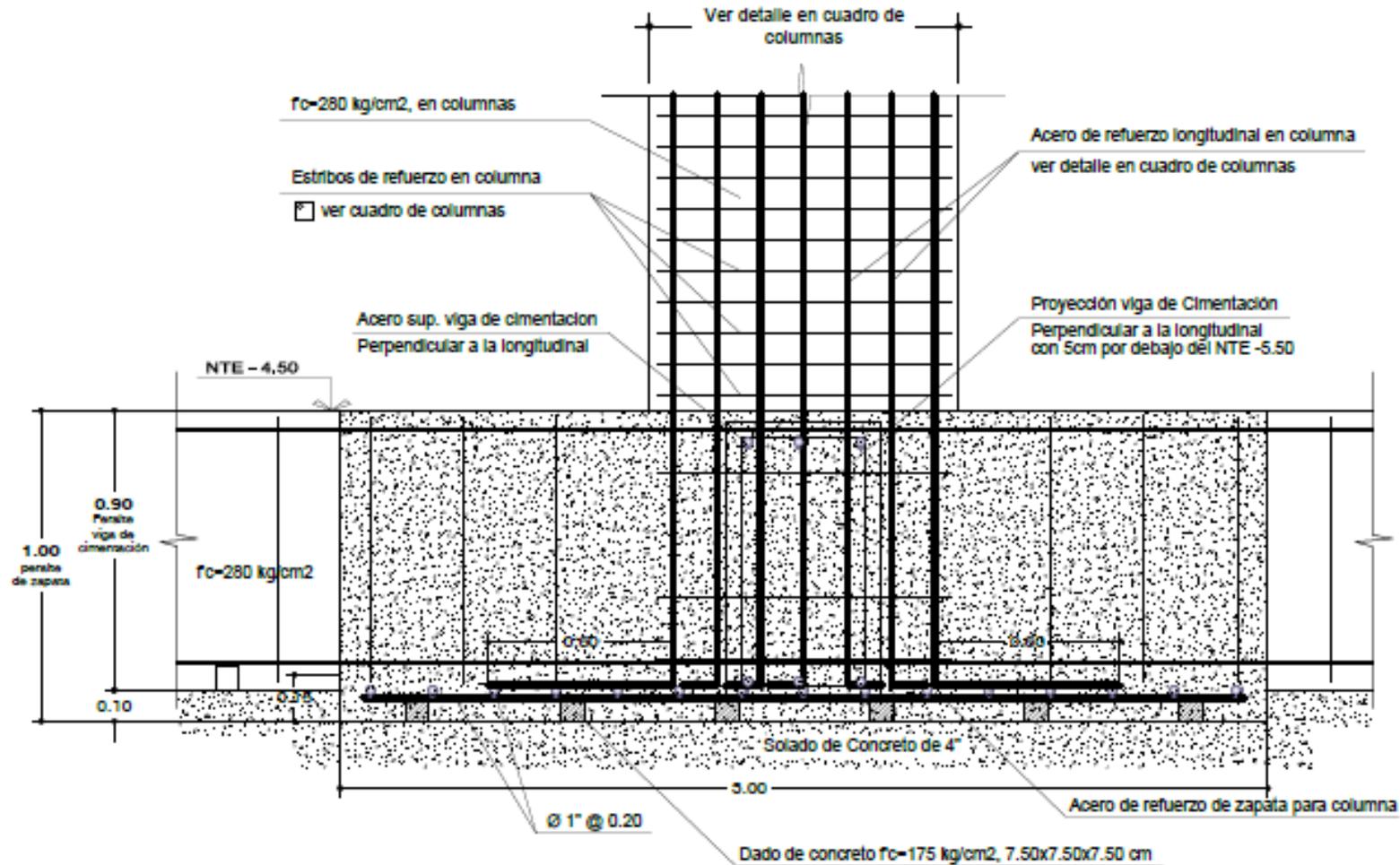
a - a
b - b
DETALLES DE CIMENTACION
Esc: 1/25

RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACION	
TIPO DE CIMENTACION	Zapatas Conectadas
ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACION	Roca caliza
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	-5.50 m del NTN
PRESION ADMISIBLE	12.50 kg/cm ²
RECOMENDACIONES ADICIONALES	
En caso que a la profundidad de cimentacion se encuentre algun lente o bolsón de arena, limo o arcilla, deberá profundizarse la cimentacion hasta sobrepasarla. Procediendose luego a tener una falsa zapata de concreto ciclopeo (f _c = 140 Kg/cm ²) en la profundidad que haya sido necesario sobre escavar.	

PARAMETROS PARA EL ANALISIS SISMICO			
Z:	0.30	U:	1.5
S:	1.0 (RGDO)	C _x :	0.95
		C _y :	0.95
R _x :	5.25	SISTEMA DUAL, COLUMNAS Y PLACAS (REGULAR EN PLANTA)	
R _y :	5.25	SISTEMA DUAL, COLUMNAS Y PLACAS (REGULAR EN PLANTA)	
	DEPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ULTIMO NIVEL	MAXIMO DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO	LIMITE DE DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO
X	22.82 cm	1.81 cm	2.80 cm
Y	19.96 cm	1.80 cm	2.80 cm

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES	
SUELO	CARGA ADMISIBLE DEL SUELO DE FUNDACION q _{adm} = 12.50 Kg/cm ² (Ver estudio de suelos)
CONCRETO SIMPLE O CICLOPEO	FALSO PISOS a = 0.10 m, C _f f _c = 140 Kg/cm ² SOBRE SUELO COMPACTADO SOLADO DE CIMENTACION a = 4', C _f f _c = 100 Kg/cm ² SOBRESIEMIENTOS C _f f _c = 140 Kg/cm ²
ALBAÑILERIA	ALBAÑILERIA: TABIQUERIA MUIROS : f _m = 65 Kg/cm ² (Ladrillo Tipo II, Pandereta de 06 huecos) MORTERO: TIPO S CON ESPESOR DE JUNTA DE 1.20 cm @ 1.50 cm. TIPO DE APAREJO: AMERICANO O APAREJO DE SOGA ALBAÑILERIA: MURO PORTANTE MUIROS : f _m = 110 Kg/cm ² (Ladrillo Tipo V, King King Mecanizado, Maximo 14 Huecos) MORTERO: TIPO M CON ESPESOR DE JUNTA MENOR A 1.50 cm. TIPO DE APAREJO: AMERICANO O APAREJO DE SOGA ESPECIFICACIONES GENERALES DE ALBAÑILERIA VIGAR COLUMNETAS AMARRADAS A LOS MUROS EN FORMA DENTADA. EL VACIADO DE LAS COLUMNETAS SE REALIZARA DESPUES DE HABER ESCUTADO EL MURO DE ALBAÑILERIA. EL CURADO DE LOS MUROS SERA POR VIA HUMEDA.
ANEXOS	NOTAS: LAS PRESENTES ESPECIFICACIONES SE COMPLEMENTARAN CON LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL PROYECTO Y CON LAS PRESCRIPCIONES DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES Y SUS NORMAS DE ESTRUCTURAS CUALQUIER MODIFICACION DEL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DEBERA SER AUTORIZADO POR EL PROYECTISTA, QUE NO SERA RESPONSABLE POR MODIFICACIONES INCONSULTAS QUE ATENTEN CONTRA EL BUEN DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA.

CONSULTOR:	COORDINADOR:	N°:	FECHA:	DESCRIPCION:	PROYECTO:	ESPECIALIDAD:	ESCALA:	LAMINA:	
DISEÑO:	REVISION:			REVISIONES:	"ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN DEL COMPLEJO ACADÉMICO INFORMÁTICO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO".	ESTRUCTURAS	INDICADA	E-01	
DIBUJO:	APROBADO:					PLANO:	PLANTA GENERAL CIMENTACION		FECHA:
						UBICACION:	REGION: PUNO PROVINCIA: PUNO DISTRITO: PUNO LUGAR: C.U. UNA		2017



DETALLE DE ZAPATA Y VIGA DE CIMENTACION

Esc: 1/25