



**UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA**
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

Estudio Comparativo de Indicadores de Calidad del Suelo en la Urbanización de Challuabamba y Panamericana Norte Km. 12

INGENIERÍA CIVIL

Autores

- Cristhiam José Maldonado Díaz

Director

- Ing. Civil. Luis Mario Almache Sánchez. Mgs

Cuenca, 13 de mayo de 2016

Declaración.

Yo, **Cristhiam José Maldonado Díaz**, declaro bajo juramento que el trabajo aquí desarrollado es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

Cristhiam José Maldonado Díaz.

C.I. 010523262-3

Certificación.

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por el Sr. estudiante **Cristhiam José Maldonado Díaz** bajo mi supervisión.

Ing. Civil. Luis Mario Almache. Mgs
DIRECTOR TRABAJO DE TITULACIÓN

Agradecimiento.

Primeramente expreso mi agradecimiento a Dios por concederme el coraje, la conducta y la salud para culminar los estudios.

A la Universidad Católica de Cuenca, por darme la oportunidad de ser un profesional ; y a sus autoridades y catedráticos, no solo por la enseñanza que siempre están dispuestos a impartir, sino por sus consejos y críticas que impulsan a ser buenos estudiantes, excelentes profesionales y honrados ciudadanos.

Expreso un profundo agradecimiento a mi asesor, Ing. Luis Mario Almache por su desinteresada colaboración y su asistencia permanente para el desarrollo de forma cabal del presente proyecto, al brindarme su tiempo y sus aportes basados en su bien y lograda experiencia.

De la misma forma hago un especial reconocimiento y agradecimiento a mis familiares, por hacer posible la culminación de esta meta implantada y por su apoyo tan generoso y desinteresado para el desarrollo y cumplimiento del presente proyecto profesional.

Dedicatoria.

A mi madre Nancy Díaz González y a mi padre Carlos Maldonado Contreras, que siempre me dieron su apoyo incondicional para el cumplimiento de esta meta y profunda satisfacción a pesar de tantas adversidades.

A mis hermanos, por ser fuentes de inspiración en situaciones adversas y a familiares que me enseñaron a nunca perder la fe y el valor para culminar un sueño.

A todos mis amigos por el apoyo demostrado y la perseverancia que siempre mostraron, también ejemplos a seguir en situaciones dificultosas.

Contenido.

DECLARACIÓN.....	II
CERTIFICACIÓN.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
DEDICATORIA.....	V
CONTENIDO.....	VI
RESUMEN.....	XI
ABSTRACT.....	XII
INDICE DE FIGURAS.....	XIII
INDICE DE FOTOS.....	XIII
INDICE DE TABLAS.....	XIV
ANEXOS.....	XV
1. GENERALIDADES.....	1
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	2
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	3
1.3.1 Formulación del problema.....	3
1.3.2 Delimitación del problema.....	4
1.3.3 Definición de la zona de estudio.....	6
1.4 JUSTIFICACIÓN.....	8
1.5 OBJETIVOS.....	9
1.5.1 General.....	9
1.5.2 Específicos.....	9
1.6 HIPÓTESIS.....	10
1.7 ALCANCE.....	10
1.8 LIMITACIONES.....	10
1.9 METODOLOGÍA.....	11
Fase 1: Recopilación de Información.....	11
Fase 2: Trabajos de Campo.....	11
Fase 3: Ensayo de Laboratorio.....	12
Fase 4: Trabajo de gabinete.....	12
Fase 5: Discusión de datos obtenidos.....	13
1.9.1 Población y muestra.....	13
2. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA.....	14
2.1 INTRODUCCIÓN.....	14
2.2 GEOLOGÍA REGIONAL.....	15



2.2.1	Cretaceo.....	19
2.2.1.1	Formación Yunguilla (Gp).....	19
2.2.2	Terciario.....	22
2.2.2.1	Formación Loyola. (MI). Mioceno medio.....	24
2.2.2.2	Formación Azogues (MAz). Mioceno medio.....	24
2.2.2.3	Formación Biblián. (MB). Mioceno medio.....	25
2.2.2.4	Formación Mangán. (MM). Mioceno superior.....	25
2.2.2.5	Formación Llaaco. (Mrt). Mioceno superior.....	25
2.2.3	Cuaternario.....	26
2.2.3.1	Formación Turi (PTU). Pleistoceno.....	27
2.2.3.2	Formación Tarqui (PT). Pleistoceno.....	27
2.2.3.3	Depósito Coluvial (QC). Holoceno.....	27
2.2.3.4	Depósito Aluvial. Holoceno.....	29
2.2.3.5	Travertino (Tv). Holoceno.....	30
2.2.3.6	Terrazas Glaciares (m). Holoceno.....	30
2.3	GEOLOGÍA LOCAL.....	31
2.3.1	Introducción.....	31
2.3.2	Geomorfología.....	32
2.3.2.1	Formación Loyola (MI).....	33
2.3.2.2	Formación Biblián (Mb).....	34
2.4	SUELOS EXPANSIVOS.....	35
2.4.1	Introducción.....	35
2.4.2	Origen.....	36
2.4.3	Comportamiento del suelo arcilloso en presencia del agua.....	38
	Área Superficial.....	40
	Carga Superficial y Adsorción.....	40
	Capacidad de intercambio básico.....	41
	Floculación y dispersión.....	41
	Expansión y Contracción.....	42
	Plasticidad.....	42
	Cohesión.....	43
	Tixotropía.....	43
2.5	IDENTIFICACIÓN DE SUELOS ARCILLOSOS.....	43
2.5.1	Identificación en campo.....	44
2.5.1.1	Grietas por secado.-.....	45
2.5.1.2	Plasticidad.-.....	45
2.5.1.3	Espejos de fricción.-.....	45
2.5.1.4	Textura.-.....	45
2.5.1.5	Daños estructurales.-.....	45



2.6 CIMENTACIONES.....	46
2.6.1 Concepto general de cimentación.....	46
2.6.2 Cimentaciones superficiales.....	48
2.6.3 Cimentaciones semiprofundas.....	49
2.6.4 Cimentaciones profundas.....	49
2.7 DAÑOS EN ESTRUCTURAS POR SUELOS EXPANSIVOS ARCILLOSOS.....	50
2.7.1 Introducción.....	50
2.7.2 Daños en la estructura, losas y paredes.....	51
2.8 CONSIDERACIONES GENERALES ACERCA DE CIMENTACIONES EN SUELOS ARCILLOSOS.....	53
2.9 MEJORAMIENTO DEL SUELO DE CIMENTACIÓN.....	54
2.9.1 Método de compactación en campo.....	55
2.9.2 Método de compactación dinámico.....	55
2.9.3 Método de pre-compresión.....	55
2.9.4 Método de sustitución.....	59
2.9.5 Método de vibro-flotación.....	60
2.9.6 Método de estabilización.....	61
2.9.6.1 Estabilización con cal.....	61
2.9.6.2 Estabilización con cemento.....	63
2.9.6.3 Estabilización con ceniza volátil.....	64
2.9.7 Uso de columnas de grava.....	65
2.9.8 Uso de capas con material de mejoramiento.....	66
2.9.9 Pre-humectación del suelo.....	67
2.9.10 Aislamiento del suelo de las variaciones de humedad.....	68
3. ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO.....	70
3.1 INTRODUCCIÓN.....	70
3.2 GRANULOMETRÍA (ASTM D 422-63).....	71
3.3 PLASTICIDAD.....	73
3.3.1 Determinación del límite líquido de un suelo (LL) (ASTM 423-66).....	74
3.3.2 Determinación del límite plástico de un suelo (LP) (ASTM 424-59).....	76
3.3.3 Determinación del índice de plasticidad (IP).....	77
3.4 ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM D 3080-72).....	78
3.5 CAPACIDAD PORTANTE EN SUELOS.....	80
3.5.1 Falla general por corte.....	81
3.5.2 Falla local por corte.....	82
3.5.3 Falla de corte por punzonamiento.....	82
3.6 TEORÍAS DE CAPACIDAD PORTANTE.....	83
Terzaghi.....	83
Hansen.....	88



Vesic.....	88
3.7 PRESIONES A MAYOR PROFUNDIDAD EN EL SUELO.....	89
3.8 ASENTAMIENTOS ADMISIBLES.....	90
3.8.1 Asentamientos inmediatos.	92
3.8.2 Asentamientos por consolidación.	96
3.8.2.1 Asentamientos por consolidación primaria.	97
3.8.2.2 Asentamientos por consolidación secundaria.	97
3.8.3 Asentamientos por sismos.	97
3.9 MÉTODO CONVENCIONAL BASADO EN EL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR S.P.T.	98
3.9.1 Descripción general del método.	98
3.9.2 Instrumental.	99
Equipo de perforación.-	100
Muestreador o tubo partido.-.....	100
Dispositivo para aplicación de la carga.-	102
Equipo accesorio.-	102
3.9.3 Preparación previa al ensayo.	103
3.9.4 Procedimiento de ensayo.	104
3.9.5 Informe de resultados.....	106
3.10 EL MÉTODO SPT SEGÚN LA NORMA ASTM D 1586.	107
3.11 RELACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE CON EL NÚMERO DE GOLPES (N).	109
Densidad relativa (D_r) para suelos friccionantes no cohesivos:	110
Ángulo de fricción interno (ϕ):	112
Módulo de Elasticidad (E):	113
La consistencia de suelos cohesivos - Arcillas.....	114
Capacidad portante admisible (q_{adm}):	115
4. ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	118
4.1 INTRODUCCIÓN.	118
4.2 POZO Nº 1. SECTOR CHALLUABAMBA - NULTI.....	118
4.2.1 Exploración geotécnica.	120
4.2.2 Modelo geotécnico del sitio de estudio.....	121
4.2.3 Perfil estratigráfico.	123
4.2.4 Análisis de cimentación.	124
4.2.5 Determinación de la capacidad soportante y de servicio.....	126
4.3 POZO Nº 2. SECTOR LLACAO.....	129
4.3.1 Exploración geotécnica.	130
4.3.2 Modelo geotécnico del sitio de estudio.....	132
4.3.3 Perfil estratigráfico.	134
4.3.4 Análisis de cimentación.	135



4.3.5 Determinación de la capacidad portante y de servicio.	137
4.4 CRITERIO DE ASENTAMIENTO PERMISIBLE.	140
4.5 CÁLCULO DE ASIENTOS SOBRE CIMENTACIONES FLEXIBLES.....	141
4.5.1 Pozo Nº 1. Sector Challuabamba - Nulti.	142
4.5.2 Pozo Nº 2. Sector Llaico.	143
4.6 PROPUESTA PARA MEJORAR LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE CIMENTACIÓN.....	144
4.6.1 Inyección de cal.	145
4.7 COMPARACIÓN DE LOS SUELOS ESTUDIADOS.	146
5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	150
5.1 CONCLUSIONES.	150
5.2 RECOMENDACIONES.	153
Bibliografía.	158

Resumen.

El presente trabajo realizado en los sectores de Challuabamba - Nulti y Llacao, en la ciudad de Cuenca, comprende el estudio de suelos llevado a cabo con la finalidad de determinar los parámetros físicos y mecánicos de estas dos zonas. La información obtenida permitió desde un punto de vista geotécnico, recomendar un tipo de cimentación para cada zona considerando como proyecto a implantar una vivienda de 2 niveles.

Los puntos de estudio están ubicados en la misma zona geográfica pero explanándose sobre formaciones geológicas distintas que les da características particulares a cada sector. Los registros de perforación del ensayo SPT muestran en el sector Challuabamba-Nulti, un suelo arcilloso de alta plasticidad (CH) hasta 6.50 m de profundidad propio de la Formación Loyola; y, en el sector Llacao, un suelo arcilloso de alta plasticidad (CH) hasta 3.50 m de profundidad atribuido a la Formación Biblián, en discordancia sobre un suelo de arenas-limosas (SM) no plásticas hasta 4.80 m de profundidad propio de Depósitos Coluviales.

El análisis comparativo indica que el suelo del sector Nulti presenta una mayor resistencia que el suelo del sector Llacao; sin embargo, las dos zonas presentan una capacidad portante relativamente baja tratándose de suelos arcillosos.

Los resultados obtenidos permitieron analizar el tipo de cimentación factible en los sectores de Challuabamba-Nulti y Llacao, estableciendo para las dos zonas una cimentación directa a base de zapatas aisladas con una profundidad de desplante de 2.00m y 2.50m respectivamente, colocando en ambos casos un replantillo con material de mejoramiento en un espesor de 0.50m; pudiendo tomar como segunda alternativa en el sector de Llacao una losa de cimentación, previo tratamiento y estabilización de la subrasante a base de un material calcáreo. Con esto se garantizó que los asentamientos inmediatos y por consolidación posterior al periodo de ejecución de la obra son valores admitidos.

PALABRAS CLAVE: FORMACIÓN GEOLÓGICA, SUELOS EXPANSIVOS, CAPACIDAD PORTANTE, CIMENTACIÓN SUPERFICIAL, ASENTAMIENTO DIFERENCIAL.

Abstract.

This work, performed in the sectors of Challuabamba - Nulti and Llaqueo, in the city of Cuenca, comprises the soil survey conducted in order to determine the physical and mechanical parameters of these two areas. The information obtained allowed, from geotechnical point of view, the recommendation of a type of foundation for each area considering how to implement a housing project of 2 levels.

The study points are located in the same geographical area but covering different geological formations that give particular characteristics to each sector. Drilling logs show SPT test in Challuabamba-Nulti a high plasticity clay soil (CH) to 6.50 m depth, typical of Loyola Formation, and, in Llaqueo sector, loamy soil of high plasticity (CH) to 3.50 m deep attributed to Biblián Formation in a disagreement with a floor of sand-silty (SM) no plastic up to 4.80 m depth typical of Colluvial Deposit .

The comparative analysis indicates that the soil Nulti sector has a higher strength than the soil of Llaqueo sector; however, the two areas have a relatively low bearing capacity in the case of clay soils.

The results obtained allowed to analyze the type of foundation feasible in the sectors of Challuabamba-Nulti and Llaqueo, establishing for the two areas a direct foundation based based on footings with a depth of 2.00m and 2.50m respectively, placing in both cases a cover with improved material with a thickness of 0.50m; taking as a second alternative in the sector Llaqueo a foundation slab, pretreatment and subgrade stabilization based on a chalky material. With this, it is guaranteed that immediate and consolidation settlement after the period of execution of the work are supported values.

KEYWORDS: GEOLOGIC FORMATION, BEARING CAPACITY, EXPANSIVE SOIL, SHALLOW FOUNDATION, SOIL SETTLEMENT.

Índice de figuras.

FIGURA 1: PUNTOS DE ESTUDIO	7
FIGURA 2: COORDENADAS DE LOCALIZACIÓN DE LOS PUNTOS DE MUESTREO.....	7
FIGURA 3: ESTRATIGRAFÍA DE LAS FORMACIONES DE LA CUENCA DE CUENCA.	16
FIGURA 4: MAPA GEOLÓGICO DE LA PARROQUIA NULTI.....	18
FIGURA 5: MAPA GEOLÓGICO DE LA PARROQUIA LLACAO.....	18
FIGURA 6: REPARTICIÓN DE LOS AFLORAMIENTOS ENTRE LAS CORDILLERAS ORIENTAL Y OCCIDENTAL DEL ECUADOR.	23
FIGURA 7: ESQUEMA DEL TIPOS DE ESTRUCTURA DE UN SUELO.	42
FIGURA 8: RELACIÓN GEOMÉTRICA DE ZAPATAS FLEXIBLES O RÍGIDAS..	49
FIGURA 9: EXPANSIÓN SECUNDARIA.....	52
FIGURA 10: FACTORES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO SOBRE UN SUELO EXPANSIVO.	53
FIGURA 11: PRINCIPIO DE PRE-COMPRESIÓN..	57
FIGURA 12: GRADO DE CONSOLIDACIÓN EN EL PLANO MEDIO..	58
FIGURA 13: VARIACIÓN DEL GRADO DE CONSOLIDACIÓN EN PLANO MEDIO CONTRA FACTOR TIEMPO.....	59
FIGURA 14: UNIDAD DE VIBRO-FLOTACIÓN.	60
FIGURA 15: PROCESO DE VIBRO-FLOTACIÓN.....	61
FIGURA 16: PROCESO CONSTRUCTIVO DE UNA COLUMNA DE GRAVA.....	66
FIGURA 17: RELACIÓN AGUA - SÓLIDOS EN SUELO FINO.	73
FIGURA 18: COPA DE CASAGRANDE..	74
FIGURA 19: DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO DE UN SUELO A LOS 25 GOLPES.....	76
FIGURA 20: CARTA DE PLASTICIDAD DE SUELOS FINOS.	77
FIGURA 21: DIAGRAMA DEL EQUIPO DE CORTE DIRECTO.	79
FIGURA 22: FALLA GENERAL POR CORTE.	81
FIGURA 23: FALLA LOCAL POR CORTE.....	82
FIGURA 24: FALLA DE CORTE POR PUNZONAMIENTO.....	83
FIGURA 25: DISTRIBUCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE SUELO, (TERZAGHI).	84
FIGURA 26: ECUACIONES DE CÁLCULO PARA LOS FACTORES DE CARGA EN CASO DE UNA ZAPATA CONTINUA..	85
FIGURA 27: DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN EL SUELO BAJO UNA ZAPATA CUADRADA	90
FIGURA 28: DEFORMACIÓN ELÁSTICA Y PLÁSTICA DE UN SUELO AL APLICAR Y QUITAR UN ESFUERZO.....	91
FIGURA 29: ASENTAMIENTO ELÁSTICO DE CIMENTACIÓN FLEXIBLE Y RÍGIDA..	94
FIGURA 30: VALORES DE EN FUNCIÓN DE L/B.....	96
FIGURA 31: MUESTREADOR PARTIDO (DIMENSIONES EN MM).	100
FIGURA 32: MUESTREADOR PARTIDO CON TUBO DELGADO (DIMENSIONES EN MM)	101
FIGURA 33: FORMATO TIPO DE LA HOJA DE REGISTRO PARA EL ENSAYO S.P.T.	107
FIGURA 34: COEFICIENTES S1 Y S2 SEGÚN EL TIPO DE SUELO.....	113
FIGURA 35: VALORES DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE EN FUNCIÓN DE NSPT PARA SUELOS COHESIVOS	115
FIGURA 36: PERFIL ESTRATIGRÁFICO, SECTOR CHALLUABAMBA - NULTI.....	123
FIGURA 37: ESQUEMA DE CIMENTACIÓN PARA UNA VIVIENDA DE 2 NIVELES, SECTOR: CHALLUABAMBA - NULTI	126
FIGURA 38: VARIACIÓN DE LA PRESIÓN CON LA PROFUNDIDAD.....	128
FIGURA 39: PERFIL ESTRATIGRÁFICO, SECTOR LLACAO.	134
FIGURA 40: ESQUEMA DE CIMENTACIÓN PARA UNA VIVIENDA DE 2 NIVELES, SECTOR: LLACAO.	137
FIGURA 41: VARIACIÓN DE LA PRESIÓN CON LA PROFUNDIDAD.....	139
FIGURA 42: ESQUEMA DE ASIENTOS - ANCHO DE ZAPATAS; SECTOR CHALLUABAMBA-NULTI.....	143
FIGURA 43: ESQUEMA DE ASIENTOS - ANCHO DE ZAPATAS; SECTOR LLACAO.	144

Índice de fotos.

<i>FOTO 1:</i> DISCORDANCIA ENTRE LA FM. BIBLIÁN Y DEPÓSITOS COLUVIALES, SECTOR LLACAO	19
<i>FOTO 2:</i> MANTO ANDESÍTICO..	20
<i>FOTO 3:</i> DIQUE ANDESÍTICO, FORMACIÓN YUNGUILLA.	21
<i>FOTO 4:</i> FORMACIÓN LOYOLA..	24
<i>FOTO 5:</i> FORMACIÓN AZOGUES..	24
<i>FOTO 6:</i> FORMACIÓN BIBLIÁN..	25
<i>FOTO 7:</i> FORMACIÓN LLACAO.....	26
<i>FOTO 8:</i> FORMACIÓN TARQUI.	27
<i>FOTO 9:</i> DEPOSITO COLUVIAL..	29
<i>FOTO 10:</i> DEPOSITO ALUVIAL CON ESTRATOS DE ARENA LIMOSA.....	30
<i>FOTO 11:</i> GRIETAS PRESENTES, DURANTE INSPECCIÓN VISUAL, SECTOR NULTI.	45
<i>FOTO 12:</i> MUESTRA OBTENIDA DEL SECTOR NULTI.....	45
<i>FOTO 28:</i> BARRERA HORIZONTAL Y VERTICAL PARA CONTROL DE HUMEDAD DEL SUELO.....	69
<i>FOTO 13:</i> ENSAYO SPT IN SITU CON EL EQUIPO EN OPERACIÓN, SECTOR NULTI.	70
<i>FOTO 14:</i> CASAGRANDE Y ACANALADOR.....	75
<i>FOTO 15:</i> FORMACIÓN DEL CILINDRO..	76
<i>FOTO 16:</i> EQUIPO DE PERFORACIÓN POR PERCUSIÓN, DE FUNCIONAMIENTO MECÁNICO.....	100
<i>FOTO 17:</i> MUESTREADOR TIPO CUCHARA PARTIDA DE 5 CM. DE DIÁMETRO.....	101
<i>FOTO 18:</i> MARTINETE DE 65 KG. Y LA BARRA GUÍA DE ACERO..	102
<i>FOTO 19:</i> MOTOR EMPLEADO PARA ELEVAR LA CARGA..	103
<i>FOTO 20:</i> OBTENCIÓN Y ACONDICIONAMIENTO DE LA MUESTRA..	105
<i>FOTO 21:</i> POZO Nº 1, SECTOR CHALLUABAMBA-NULTI, CENTRO EDUCATIVO "EL VERBO".....	119
<i>FOTO 22:</i> PRIMERA PERFORACIÓN A LA QUE SE OBTUVO UNA PROFUNDIDAD DE 6.50 M..	120
<i>FOTO 23:</i> MUESTRA REPRESENTATIVA DE LO DESCRITO ANTERIORMENTE..	121
<i>FOTO 24:</i> POZO Nº 2, SECTOR LLACAO..	130
<i>FOTO 25:</i> SONDEOS ANTERIORES DONDE NO SE PUDO OBTENER UNA PROFUNDIDAD ADECUADA..	131
<i>FOTO 26:</i> MUESTRA REPRESENTATIVA HASTA UNA PROFUNDIDAD DE 3.50 M.....	132
<i>FOTO 27:</i> MUESTRA REPRESENTATIVA A PROFUNDIDADES MAYORES A 3.50 M..	132

Índice de tablas.

<i>TABLA 1:</i> CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORÍAS..	5
<i>TABLA 2:</i> NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS Y PROFUNDIDAD POR CADA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN.	5
<i>TABLA 3:</i> ESQUEMA CRONOLÓGICO DE LAS FORMACIONES GEOLÓGICAS.....	17
<i>TABLA 4:</i> CONTENIDO DE AGUA ADSORBIDA Y SUPERFICIE ESPECIFICA EN FUNCIÓN DEL MINERAL ARCILLOSO PRESENTE.	41
<i>TABLA 5:</i> INFLUENCIA DE LA CAL EN LA PLASTICIDAD DE LA ARCILLA..	62
<i>TABLA 6:</i> VOLUMEN DE CEMENTO REQUERIDO PARA LA ESTABILIZACIÓN DE VARIOS TIPOS DE SUELOS..	63
<i>TABLA 7:</i> VALORES DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE SUELOS Y MEZCLAS DE SUELO-CEMENTO.....	64
<i>TABLA 8:</i> ABERTURA DE TAMICES..	71
<i>TABLA 9:</i> COEFICIENTES DE UNIFORMIDAD Y CURVATURA PARA SUELOS GRUESOS.	72

TABLA 10: FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS MÍNIMOS (FSIM).....	81
TABLA 11: FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHI.	86
TABLA 12: ECUACIONES DE CÁLCULO PARA LOS FACTORES DE FORMA Y PROFUNDIDAD DE MEYERHOF..	87
TABLA 13: ECUACIONES DE CÁLCULO PARA LOS FACTORES DE FORMA Y PROFUNDIDAD DE HANSEN.....	88
TABLA 14: VALORES MÁXIMOS DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES, EN FUNCIÓN DE LA DISTANCIA ENTRE APOYOS.....	92
TABLA 15: CORRELACIONES PARA EL E_s EN BASE A ENSAYOS SPT Y CPT.	93
TABLA 16: PARÁMETROS ELÁSTICOS SEGÚN EL TIPO DE SUELO.....	94
TABLA 17: APLICABILIDAD DEL MÉTODO SPT..	109
TABLA 18: CORRELACIÓN ENTRE EL VALOR NORMALIZADO N_{60} Y LA DENSIDAD RELATIVA DEL TERRENO	110
TABLA 19: CORRELACIÓN ENTRE EL VALOR NORMALIZADO $NSPT$ Y LA DENSIDAD RELATIVA DEL TERRENO.....	110
TABLA 20: CONSTANTES A Y B PARA EL CÁLCULO DE LA DENSIDAD RELATIVA	111
TABLA 21: VALORES DE S_1 Y S_2 PARA LA ECUACIÓN PROPUESTA POR DENVER.....	114
TABLA 22: PROPIEDADES Y CORRELACIONES DE SUELOS ARCILLOSOS.....	115
TABLA 23: PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO CORRESPONDIENTE DE CAPACIDAD PORTANTE Y ADMISIBLE.....	127
TABLA 24: PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO CORRESPONDIENTE DE CAPACIDAD PORTANTE Y ADMISIBLE.....	138
TABLA 25: PARÁMETROS MECÁNICOS Y ELÁSTICOS PARA EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS.....	142
TABLA 26: CÁLCULO DE ASIENTOS EN FUNCIÓN DEL CIMIENTO; SECTOR CHALLUABAMBA-NULTI.	142
TABLA 27: PARÁMETROS MECÁNICOS Y ELÁSTICOS PARA EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS.	143
TABLA 28: CÁLCULO DE ASIENTOS EN FUNCIÓN DEL CIMIENTO; SECTOR LLACAO.....	143
TABLA 29: TABLA DE COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS EN ESTUDIOS.....	146
TABLA 30: VARIACIÓN DE LA CONSISTENCIA DEL SUELO EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE GOLPES $NSPT$	148

Anexos.

ANEXO 1. Ensayos de Laboratorio de suelos: sector Challuabamba - Nulti.

ANEXO 2. Ensayos de Laboratorio de suelos: sector Llacao.

1. Generalidades.

1.1 Antecedentes.

El estudio del suelo, en la actualidad constituye el parámetro base para el ordenamiento territorial en cuanto a la expansión urbanística que experimentan las ciudades en vías de desarrollo. La ciudad de Cuenca no es la excepción, pues está sometida a un relevante crecimiento de la población y con ella, la obligatoriedad de satisfacer las necesidades para mejorar la calidad de vida.

"La importancia del estudio de suelos depende del tipo de proyecto que vas a realizar y de la magnitud de este; con los resultados que te arroje el estudio de suelos puedes tomar decisiones del tipo de cimentación a utilizar". (ARQUIGRAFICO, 2014)

Recuperado de: <http://www.arkigrafico.com/estudio-de-suelos-en-la-construccion-para-evitar-desplomes-en-los-edificios/#>

Este desarrollo requiere de procesos constructivos garantizados desde una fase inicial. El estudio de parámetros que indican la calidad del suelo, está inmerso en esta fase, pues el conocimiento de estos permitirá tomar decisiones en cuanto al diseño y garantizará la seguridad con la que se construyen diferentes obras de índole civil. La ciudad de Cuenca demanda de este tipo de obras para determinadas zonas, que geológicamente presentan riesgos, pero demográficamente son más susceptibles a la expansión urbanística.

La estabilidad del suelo y la capacidad portante que tenga, corroborado por todos los análisis pertinentes a indicadores físicos de calidad de suelo determinará si es o no factible la planificación de obras en el lugar de estudio.

La elaboración de este estudio tiene como objetivo proporcionar una comparación entre el suelo del sector Challuabamba-Nulti, específicamente en la Unidad Educativa "El Verbo", zona caracterizada por ser un tipo de suelo arcillo-limoso, propio de la Formación Loyola, y el suelo del sector Llacao, aproximadamente Panamericana Norte Km. 12, caracterizado por ser arenas-gravosas, además de estar o no influenciados por el Río Cuenca; siendo estos resultados aprovechables cuando de elegir un lugar se trata para la planificación, verificación y construcción de infraestructura, pues el tipo de suelo será el factor que determine si la zona es o no adecuada para hacerlo.

Los resultados, además de proporcionar, los parámetros físicos y mecánicos de los suelos en estudio permitirá tomar medidas de control de posibles asentamientos, desprendimiento o desmoronamiento de tierra en puntos considerados críticos y que representan un riesgo para los moradores, transeúntes y tránsito en general.

1.2 Estudio de mecánica de suelos.

Es la determinación mediante procesos directos y de laboratorio de las características físicas y mecánicas del suelo donde se emplazará una edificación, obteniéndose la zonificación, grado de cohesión, límites, resistencia al esfuerzo cortante, ángulo de fricción interna, entre otras propiedades; existen varios tipos de estudio como son los geoelectrónicos, pozos a cielo abierto, penetración estándar (SPT), mixta entre los más conocidos.

1.3 Planteamiento del problema.

1.3.1 Formulación del problema.

En Cuenca, como en el resto de ciudades del país, el estudio del suelo es fundamental para el diseño y posterior ejecución de una obra o proyecto, sin embargo, en determinadas zonas la información es escasa dado que los estudios realizados son puntuales, o nula por la falta de los mismos. Esto amerita que se realicen estudios y caracterización del suelo en diferentes puntos de la ciudad, que permitan la toma de decisiones en cuanto al diseño se refiere, y permitan evaluar alternativas para el emplazamiento de un proyecto de construcción. Los problemas de deslizamientos y resquebrajamiento de tierras que afectan a tramos comprendidos entre Cuenca y Biblián hace varios años se deben a diferentes fallas geológicas que no han sido plenamente determinados en distintos estudios.

"Las fallas se aceleran por la lubricación de las masas de tierra como consecuencia de la acumulación de las aguas". (Patricio Narváez, 2009).

Los problemas en las estructuras de los terrenos afectan a las comunidades que habitan los sectores de Guzho, Turi, Universidad del Azuay, Paccha, Challuabamba, Nulti, entre otros. Las consecuencias pudieran ser desastrosas para las familias que viven en tierras inestables.

Los deslizamientos del terreno se deben a los tipos de materiales que lo forman, a la sobresaturación de los suelos por la falta de drenajes de las aguas superficiales, el taponamiento de los cauces naturales de agua, como quebradas y acequias, y las intensas lluvias que caen sobre la zona, por tanto es urgente la realización de estudios y trabajos con el objetivo de encontrar soluciones que permitan evitar desastres.

La zona de estudio presenta un problema a la hora en que se decide proyectar una obra de infraestructura, pues los suelos para cimentación no son los mejores o, en el peor de los casos son poco aptos para la construcción, viéndose la necesidad de mejorar estas bases de cimentación para garantizar y prolongar el buen funcionamiento para el propósito con que se construya.

Partiendo de las propiedades índices; límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, índice de expansión, humedad natural, y las propiedades mecánicas de suelos finos que se pueden realizar en laboratorio; permeabilidad, cohesión, expansión y consecuentemente la capacidad portante, permitirán definir la calidad de suelo en el sector de Challuabamba-Nulti y del suelo en la Panamericana Norte km. 12, sector Llacao, a tener en cuenta en el diseño y construcción bajo previo análisis de factibilidad. Los resultados del estudio de suelos realizados en las zonas antes mencionadas, permite la comparación y evaluación de alternativas para la construcción, es decir, que lugar tiene mejor calidad de suelo y qué medidas se puedan tomar para mejorar este, de tal forma que garantice una buena base de cimentación

1.3.2 Delimitación del problema.

El estudio propuesto se encuentra dentro del campo pertinente a la Ingeniería Civil, puntualmente en el área de la Mecánica de suelos y la Geotecnia, pues para su desarrollo se realizarán análisis de las propiedades físico-mecánicas de suelos en el laboratorio y estratigrafía de estos suelos según los resultados obtenidos, actividades que demandan de un presupuesto y un cronograma para su cumplimiento.

La zona que independientemente se propuso para el estudio está al Norte de la ciudad: un primer punto de estudio entre las zonas de Challuabamba y Nulti, y un segundo

punto en el sector de la entrada a Llacao, aproximadamente en la Panamericana Norte Km. 12.

El proyecto que se propone para el estudio y recomendación de cimentaciones es una Vivienda de dos Niveles, tanto en el sector de Nulti como en el sector de Llacao, bajo previa revisión del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial (PDOT 2015) de estas dos parroquias.

La *Norma Ecuatoriana de la Construcción* (NEC - SE - GC, 2014) en su Capítulo de *Geotecnia y Cimentaciones*, en su apartado 2.6 establece la clasificación de las unidades de construcción como indica la Tabla 1; de la misma forma, en su apartado 3.5.2 establece el número mínimo de sondeos de exploración que deben efectuarse en el terreno en función de la unidad de construcción, como indica la Tabla 2.

<i>Clasificación</i>	<i>Según los niveles de construcción</i>	<i>Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)</i>
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
Media	De 4 a 10 niveles	De 801 a 4000
Alta	De 11 a 20 niveles	De 4001 a 8000
Especial	Mayor a 20 niveles	Mayores de 8000

Tabla 1: Clasificación de las unidades de construcción por categorías. Fuente: NEC, 2014.

<i>Categoría de la Unidad de construcción</i>			
<i>Baja</i>	<i>Media</i>	<i>Alta</i>	<i>Especial</i>
Profundidad mínima de sondeos: 6m	Profundidad mínima de sondeos: 15m	Profundidad mínima de sondeos: 25m	Profundidad mínima de sondeos: 30m
Número mínimo de sondeos: 3	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 5

Tabla 2: Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción. Fuente: NEC, 2014.

Por lo tanto, el proyecto propuesto se considera como una unidad de construcción "Baja" y amerita realizar mínimo 3 sondeos a una profundidad no menor a 6 m.

1.3.3 Definición de la zona de estudio.

Se establecen dos zonas de estudio: una primera, en el sector de Challuabamba-Nulti, parroquia rural ubicada al noroeste del cantón Cuenca, provincia del Azuay, con una superficie de 30 Km², ocupando el 1.0 por ciento del territorio cantonal. Se encuentra a una altura variable de 2300 a 2830 msnm, a una distancia aproximada de 11 Km. desde la ciudad de Cuenca, con una temperatura ponderada de 15.6 grados centígrados, precipitación anual de 766.4 milímetros y 2.2 metros por segundo como media anual para la velocidad del viento. (PDOT Parroquia Nulti, 2015). El lugar de muestreo específicamente se ubica en el predio sobre el que se emplaza la Unidad Educativa "El Verbo", adyacente a la vía principal Nulti. Una segunda zona de estudio se establece en la parroquia Llacao, parroquia rural del cantón Cuenca con 5342 habitantes y con una superficie de 17.1 Km², presenta una altitud variable entre 2320 a 2838 msnm. Limita al Norte con los cantones Déleg y Azogues, pertenecientes a la provincia del Cañar; al Sur con la ciudad de Cuenca y la parroquia Nulti; al Este con el cantón Paute y al Oeste con las parroquias Ricaurte y Sidcay.(PDOT Parroquia Llacao, 2015). El lugar de muestreo se estableció en un predio, actualmente en construcción, bajo consentimiento del Arq. Molina, propietario del mismo.

En la Figura 1 se ubican los puntos de estudio, motivo del presente proyecto de titulación, con referencia a la ciudad de Cuenca.

La Figura 2 especifica la ubicación geoespacial de los predios, sus coordenadas UTM WGS84 y su altitud.

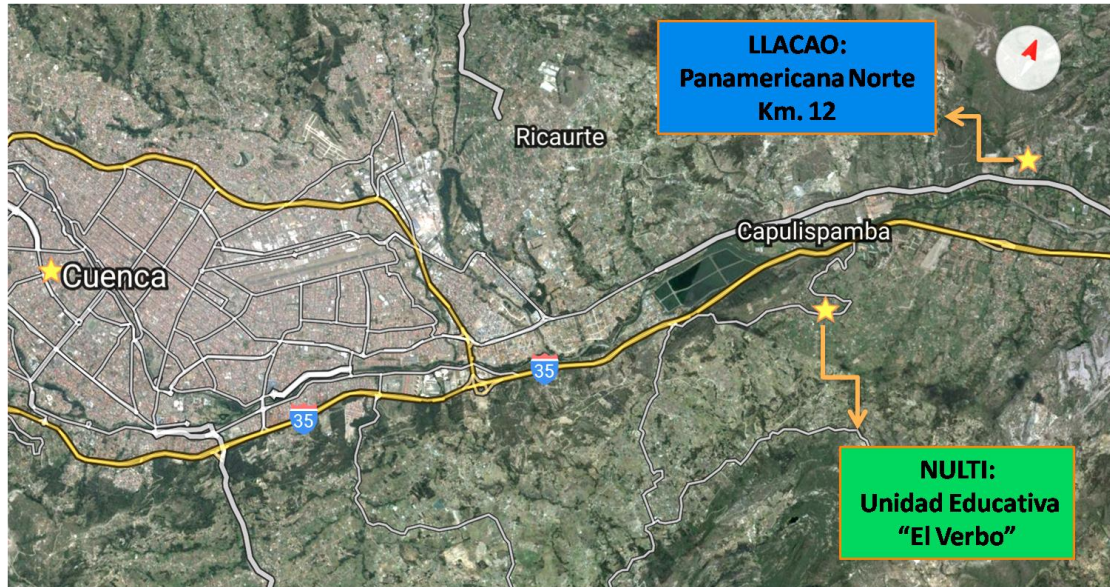


Figura 1: Puntos de estudio; fuente Google Maps.

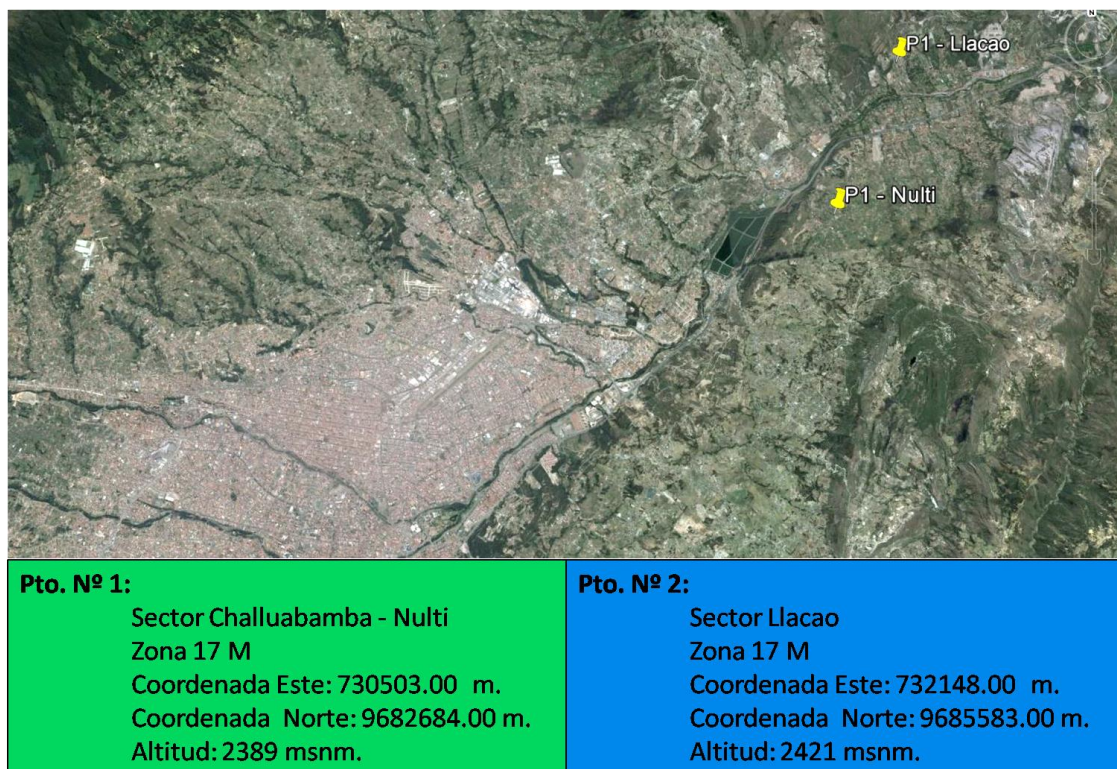


Figura 2: Coordenadas de localización de los puntos de muestreo. Fuente: Plataforma Geovisor Municipal de la Ciudad de Cuenca.

Como principal afluente se encuentra el río Cuenca.

1.4 Justificación.

"La falta de un estudio de suelos podría hacer colapsar a un edificio o vivienda. En toda obra de arquitectura o ingeniería moderna, ya sea viviendas o edificios, es necesaria e imprescindible la realización de un estudio de suelos". *Recuperado de:* <http://revistaenconcreto.com/importancia-del-estudio-de-suelos/>

El Ecuador, por su situación geográfica y geológica, está expuesto a varios fenómenos naturales que se vuelven destructivos en las actividades de desarrollo y en especial en la planificación y utilización adecuada del territorio, respetando a la naturaleza y a sus fenómenos.

En la Provincia del Azuay se registra 22 zonas con fallas geológicas, ubicadas en 12 parroquias rurales, constando entre ellas Challuabamba, Nulti y Llacao, según estudios realizados por entidades Municipales y universidades, demostrando que las zonas más vulnerables se presentan a lo largo de la vía rápida Cuenca - Azogues.

La ciudad de Cuenca es afectada por esta vulnerabilidad, que no siendo considerados desde un inicio en los diseños constructivos de una obra representa un verdadero peligro para la sociedad, conllevando inseguridad y pérdidas económicas considerables.

El estudio de suelos permite en este caso, además de conocer las propiedades físicas del suelo, realizar una evaluación y comparación de ellos, determinando cual es de mejor calidad y medidas que se podrán aplicar para un mejoramiento correspondiente, apto para la construcción, evaluando los diversos factores que caracterizan a cada suelo considerados inestables a causa fallas geológicas presentes, por ser suelos netamente arcillosos, entre otros factores.

Para el análisis de laboratorio, la extracción de muestras se hará hasta una profundidad de 6 metros aproximadamente, mediante el ensayo de penetración estándar (SPT).

Este estudio podrá servir como base fundamental para el mejoramiento de la calidad del suelo en el sitio por medio de la mezcla con otros materiales, y así prevenir condiciones adversas que pongan en peligro a la sociedad. Al mismo tiempo, conforma una base confiable de información para posteriores estudios sobre cimentación en los lugares definidos.

1.5 Objetivos.

1.5.1 General.

Realizar el estudio comparativo de indicadores de calidad del suelo en el sector de Challuabamba-Nulti y el sector Llacao, aproximadamente Panamericana Norte Km. 12.

1.5.2 Específicos.

- a) Determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de cimentación considerado inestable en puntos determinados del sector Challuabamba-Nulti y la calle Panamericana Norte Km. 12, entrada a Llacao.
- b) Realizar recomendaciones para el mejoramiento de sus propiedades en función de los indicadores de calidad del suelo.
- c) Realizar un análisis comparativo entre los suelos de los puntos ya mencionados del sector Challuabamba.

1.6 Hipótesis.

Las propiedades físicas de un suelo expansivo (límite líquido, límite plástico, humedad), son determinantes en cuanto al cálculo de la magnitud de su capacidad portante, mismo que se considera en el diseño de cimentaciones de la forma más simple y económica.

1.7 Alcance.

Para que el contenido del presente estudio sea conciso y fundamentado, se iniciará con la recopilación de información bibliográfica referente a la geología local, pues es de primordial importancia para un análisis y estratificación del suelo, además de los métodos de obtención de muestras para el correcto análisis en laboratorio, detallando puntualmente el método SPT, conjuntamente con la maquinaria utilizada en dicho proceso.

Las propiedades a analizar indican que tan óptimo es un determinado suelo para la construcción, la influencia de los factores geológicos condicionantes sobre dichos suelos y la influencia del Río Cuenca sobre ellos en caso de existir, estableciendo los parámetros a considerar durante estudios previos, planificación, diseño, ejecución y seguimiento de un proyecto.

1.8 Limitaciones.

El documento incluye una parte netamente investigativa, basada en estudios realizados con anterioridad sobre las formaciones geológicas en el Austro ecuatoriano, y de la misma forma con el método de ensayo denominado Penetración Estándar SPT para la

obtención de las propiedades físico-mecánicas de los suelo, recurriendo de esta manera a fuentes bibliográficas sean físicas o digitales.

Como se indicó anteriormente, el estudio amerita 3 sondeos en cada zona (según la NEC, 2014), exigencia que no se cumple por el tiempo que se dispone para la culminación del proyecto, sin dejar de ser importante el factor económico. Entonces se realiza un ensayo de penetración estándar en cada zona, obteniendo información puntual con el fin de cumplir con los objetivos planteados.

1.9 Metodología.

Se ha definido las siguientes fases para el desarrollo del presente trabajo de titulación:

Fase 1: Recopilación de Información.

La información podrá ser recopilada mediante fuentes bibliográficas y trabajos anteriormente investigados referentes al tema, pudiendo ser adquirida mediante la web o en bibliotecas. En caso de ser necesario se recurrirá a instituciones públicas para la adquisición de documentos certificados, como es el caso del mapa geofísico y ordenamiento territorial de la ciudad de Cuenca.

Fase 2: Trabajos de Campo.

La toma de muestras de suelo deberá considerar las siguientes etapas:

- Ubicación de sondeos (planta),
- Registro de perforación en campo.

Fase 3: Ensayo de Laboratorio.

Con la revisión de la Norma ASTM pertinente se procederá a realizar el ensayo del SPT para determinar una serie de parámetros que nos permitirá cumplir con el objetivo de estudio, estando entre ellos:

- Granulometría> Tamiz # 200: ASTM D 422-63 y lavado en muestras que pasan por el tamiz # 200.
- Contenido de humedad natural (ASTM D 2216).
- Plasticidad.- misma que se obtiene a través de las pruebas llamadas "Límites de Atterberg", siendo estas las del Límite líquido (ASTM 423-66) y del Límite plástico (ASTM 424-59).
- Ensayos SPT (ASTM D-1586).
- Ensayos de corte directo (ASTM D 3080-72).
- Clasificación del suelo por SUCS ASSHTO.

Los ensayos de Laboratorio, fueron realizados en el LABORATORIO DE SUELOTEC bajo las normas de la American Society for Testing and Materials (A.S.T.M).

Fase 4: Trabajo de gabinete.

- Clasificación de los suelos a partir de los datos obtenidos de laboratorio, según los métodos de SUCS (Sistema Único de Clasificación de Suelos)y AASHTO.
- Análisis y posterior comparación de las muestras obtenidas.
- Determinación de la calidad de suelo.
- Análisis y comparación de los suelos obtenidos en Challuabamba-Nulti y en la Panamericana Norte Km.12 (entrada a Llacao).

Fase 5: Discusión de datos obtenidos.

- Conclusiones y recomendaciones.
- Recopilación de evidencia.

1.9.1 Población y muestra.

El lugar de muestreo, se establece en base continuos problemas en las construcciones, dado que existen asentamientos considerables, representando daños en las construcciones existente o impedimento a construir nueva infraestructura; y en base a información obtenida de estos sectores que presentan riesgos para la construcción.

2. Geología y geotecnia.

2.1 Introducción.

El Ecuador se encuentra dividido en cinco principales regiones morfo-estructurales que caracteriza su geografía y geología, mismas que lo exponen a fenómenos naturales representando riesgos en la sociedad ante su continuo desarrollo, viéndose truncada la planificación y ordenamiento territorial.(MTOPE, Anteproyecto de construcción de la concesión viaria entre Santo Domingo y Esmeraldas, 2012).

La provincia del Azuay no es la excepción ante las adversidades de la naturaleza. Geológicamente está constituida por todas las formaciones de manera ininterrumpida, comenzado por la era paleozoica hasta las formaciones contemporáneas. (Vélez Dávila P., 2012).

Si bien es cierto, el volcanismo ha desaparecido, pero su manifestación como actividad intrusiva marcó la diferencia durante el Terciario y Cuaternario, eras que datan las formaciones más extendidas con respecto a otras que se caracterizan por ser frágiles, incrementando la inestabilidad.(Vélez Dávila P., 2012).

Acotando en particular que la cuenca del río Paute, en el Austro ecuatoriano, está afectado directamente por la inestabilidad de los terrenos, fenómeno demostrado por el desastre de La Josefina, que se inició por un macro deslizamiento el 29 de marzo de 1993. (Vélez Dávila P., 2012).

Esto, sumando las intervenciones antrópicas, es decir, las acciones efectuadas por el ser humano sobre el terreno en una plan por el desarrollo, justifica las condiciones críticas en las que se encuentran estos suelos y los estudios que se ameritan realizar como forma de prevenir desastres, sean humanos, materiales o naturales.

Para el diseño y ejecución de una obra civil es necesario el estudio geotécnico, dado que se cimientan sobre un material natural, del que se deberá conocer sus características físico - mecánicas.

2.2 Geología regional.

La cuenca de Cuenca, denominada así por otros autores, es el objeto de muchos estudios geológicos, dado al interés de su origen y formaciones sedimentarias. (Vélez Dávila P., 2012).

Steinmann M. & Hungerbuhler D., 1996(4) ilustran al estratigrafía de la cuenca de Cuenca, como se indica en la Figura 3.

La Tabla 3 muestra el esquema cronológico de las formaciones geológicas de la cuenca de Cuenca en un orden descendente, es decir, de una edad más reciente a una más antigua.

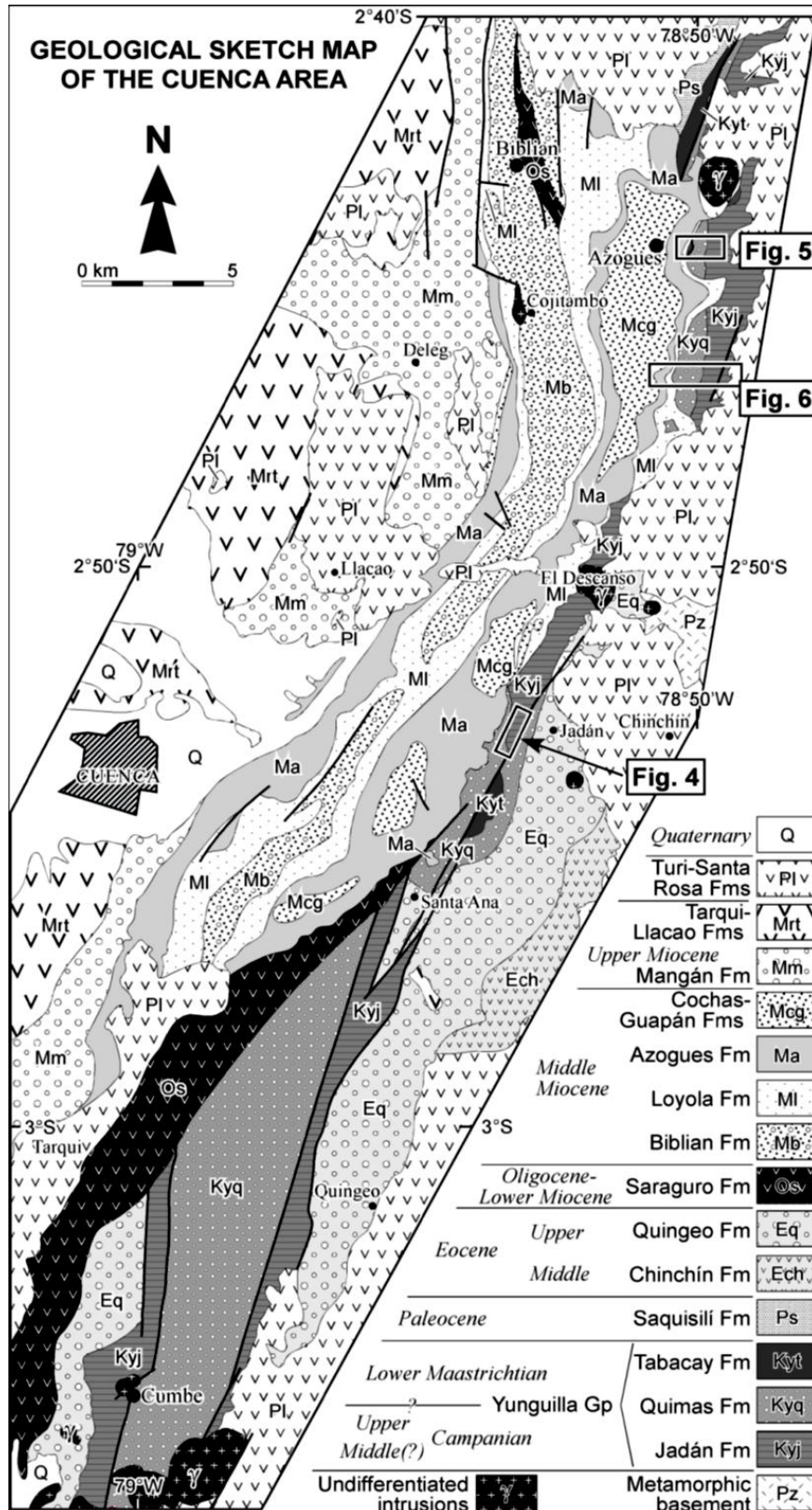


Figura 3: Estratigrafía de las formaciones de la cuenca de Cuenca. Fuente: Steinmann M. & Hungerbuhler D., 1996.

HOLOCENO		Tumipamba
		Llacao
PLEISTOCENO		Tarqui
		Turi
PLIOCENO		Sta. Rosa
MIOCENO	Superior	Mangán
		Cushumaute
		Guapán
	Medio	Azogues
	Inferior	Loyola
		Biblián
CRETACEO	Maastrichtiense	Yunguilla
		Piñón

Tabla 3: Esquema cronológico de las Formaciones Geológicas. Fuente: (Navas Muñoz M., 2013).

Los mapas geológicos de las parroquias Nulti y Llacao se ilustran a continuación, Figura 4 y Figura 5 respectivamente, con el objetivo de establecer las formaciones que intervienen en nuestro estudio para una posterior descripción. También consta el punto de perforación (ensayo SPT), en cada uno de ellos, para determinar tentativamente las formaciones sobre las que orientaría el análisis.

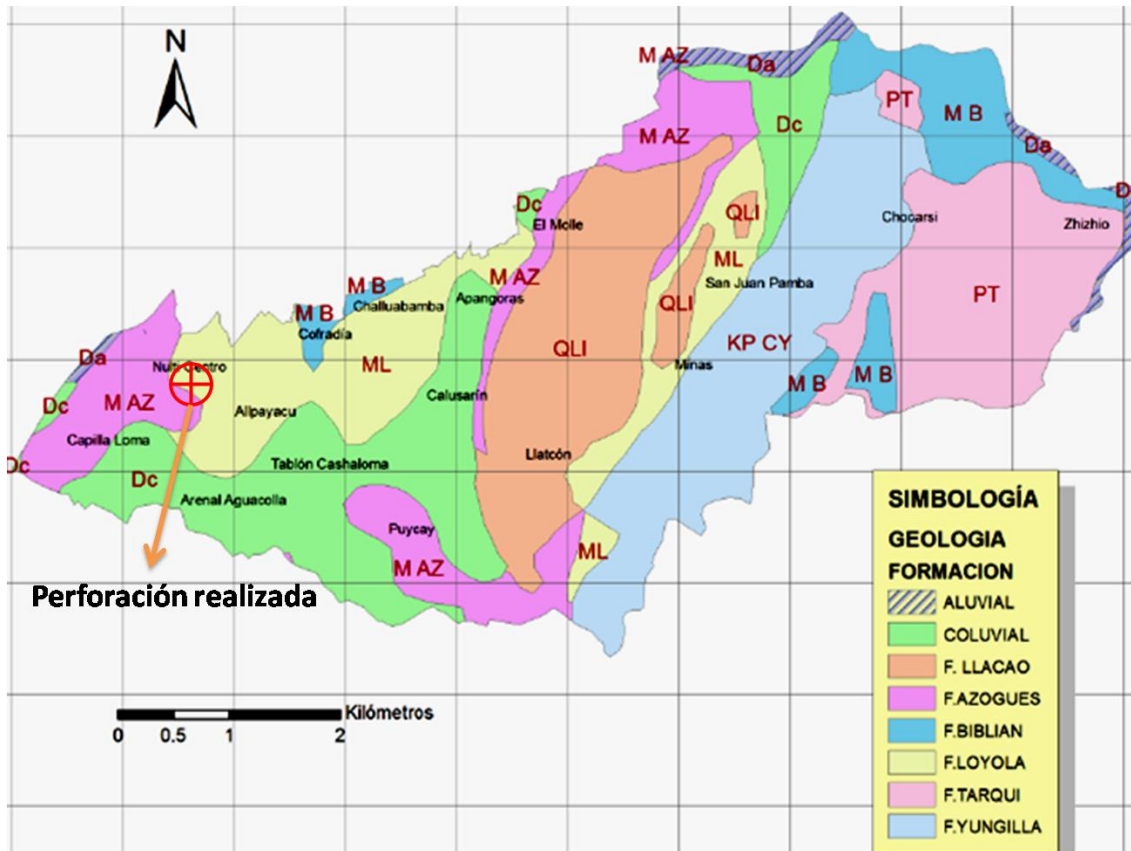


Figura 4: Mapa Geológico de la Parroquia Nulti. Fuente: PDOT Parroquia Nulti, 2015.

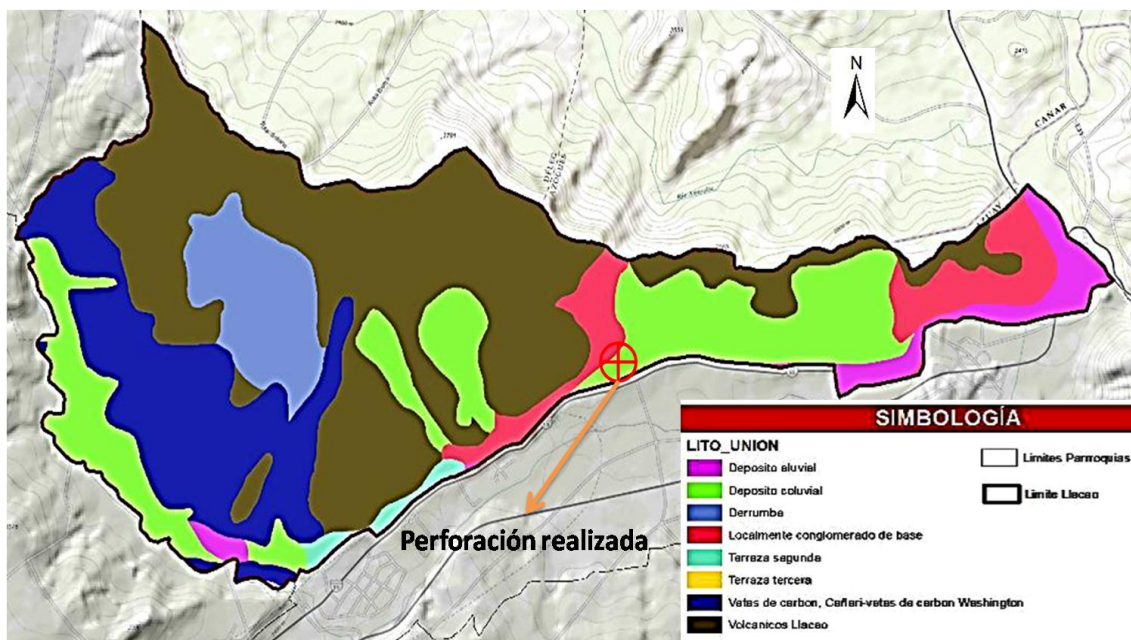


Figura 5: Mapa Geológico de la Parroquia Llaico. Fuente: PDOT Parroquia Llaico, 2015.

Con la visualización de los mapas respectivos se tiene que:

- La Figura 4 indica que la perforación se encuentra sobre la Fm. Loyola.
- La Figura 5 indica que la perforación se encuentra sobre Depósitos Coluviales.

Se debe indicar que en el sector de Llaaco, a 20 m. aproximadamente pendiente arriba del punto de muestreo, se evidenció una discordancia clara entre formaciones sobre un talud de un camino vecinal. De acuerdo a las investigaciones realizadas en el presente trabajo, la discordancia sería entre la Formación Biblián que descansa sobre Depósitos Coluviales, como indica la Foto 1:

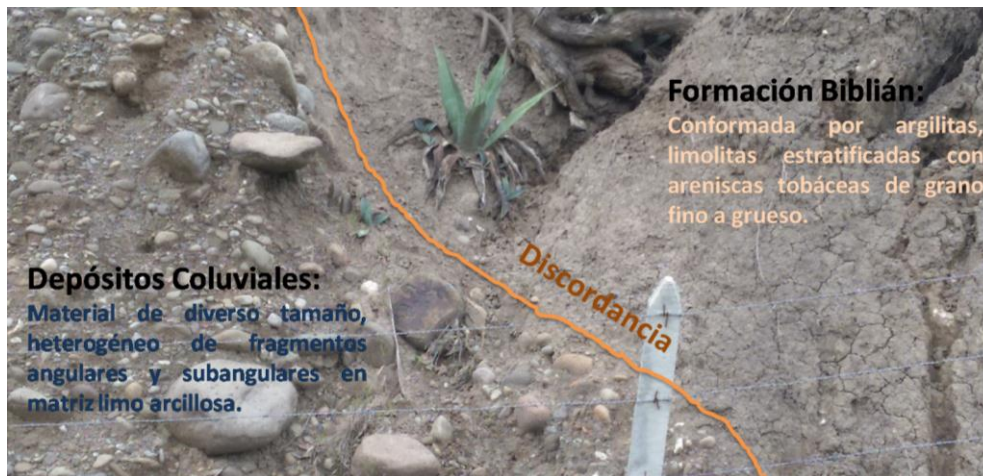


Foto 1: Discordancia entre la Fm. Biblián y Depósitos Coluviales, sector Llaaco. Fuente propia.

Las formaciones de la cuenca de Cuenca en el ámbito regional datan de tres periodos Cretáceo, Terciario y Cuaternario; a continuación se describe brevemente cada una de ellas.

2.2.1 Cretaceo.

2.2.1.1 Formación Yunguilla (Gp).

Formación que data de la edad Cretácica Maastrichtiana basado en evidencia fósil recolectada al Este de Charasol; consiste de una secuencia bien estratificada de

limolitas, lutitas y areniscas finas de color negro y gris verdoso, con rocas alteradas de color blanquecinas. Hay cierta presencia de limonitas y calizas. Se evidencia también mantos andesíticos con piritita de hasta 3 metros de espesor (ver Foto 2) y diques (ver Foto 3). (Verdozoto P, 2006).

- **Dique andesítico.**-es una formación ígnea intrusiva de forma tabular que se da lugar en fracturas de carácter distensivo, cuyo espesor es mucho menor que sus otras dimensiones, pudiendo variar entre milímetros hasta varios metros con su extensión lateral de muchos kilómetros. Un dique atraviesa cuerpos rocosos existentes, lo que indica que es siempre más reciente que la roca que lo contiene. Presenta grandes inclinaciones llegando incluso a la verticalidad. (Diccionario Geológico, 2009).
- **Manto andesítico.**- masa tabular de roca ígnea, frecuentemente horizontal, que ha intuido lateralmente entre dos capas preexistentes de roca sedimentaria, volcánica o metamórfica. Denominado también Sill andesítico o lámina andesítica. . (Diccionario Geológico, 2009).



Foto 2: Manto andesítico. Fuente: Verdezoto Patricio, 2006.



Foto 3: Dique andesítico, Formación Yunguilla. Fuente: Patricio Verdezoto, 2006.

Las series de relleno sedimentario de la cuenca y los depósitos volcánicos de la Formación Tarqui sobre yacen discordantemente sobre la formación Yunguilla, y esta descansa a su vez discordantemente sobre las rocas metamórficas de la Cordillera Real, manteniendo un contacto tectónico específicamente con la Unidad Maguazo. Mientras al sureste se encuentra sobreyacida por los depósitos antiguos de la Formación Saraguro. (Verdezoto P, 2006).

Anteriormente denominada Formación San Marcos y hasta la actualidad redefinida como Formación Yunguilla toma una dirección NNE-SSW, desde Cumbe en el Sur a Ingapirca en el Norte, con un espesor estimado de 1500 m. en el sector de Cumbe y 1200 m. en el sector de Santa Ana. (Verdezoto P, 2006).

Según Verdezoto P. (2006), entre la región de Cumbe y Azogues la Formación Yunguilla puede ser dividida en cuatro formaciones: Formación Jadán, Formación Quimas, Formación Tabacay y por último la Formación Saquisilí.

- Formación Jadán (Kyj).- parte de la Formación Yunguilla de edad Campaniano medio-superior.



- Formación Quimas (Kyq).- de edad Campaniano superior a Maastrichtiano basal.
- Formación Tabacay (Kyt).- de edad Maastrichtiana inferior.
- Formación Saquisilí.- de edad Paleoceno temprano a medio, de la zona de Guaranda.

2.2.2 Terciario.

"Luego de un periodo de intensa actividad volcánica, desde el Eoceno Superior hasta el Mioceno Inferior , se desarrollaron varias cuencas clásticas en el Sur de Ecuador, alimentadas desde fuentes metamórficas y volcánicas, antiguas y contemporáneas". (Steinmann & Hungerbuhler, 1996)

La cuenca de Cuenca es una de las cuencas terciarias del austro ecuatoriano, con formaciones miocénicas de carácter sedimentaria. Se extiende desde Saraguro en el Sur hasta Cañar en el Norte (ver Figura6), en discordancia sobre las Formaciones del substrato, como el caso de la Formación Saraguro del Oligoceno superior, la Formación Biblián del Mioceno temprano, la Formación Loyola del Mioceno medio y la Formación Yunguilla. (Noblet, 1986).

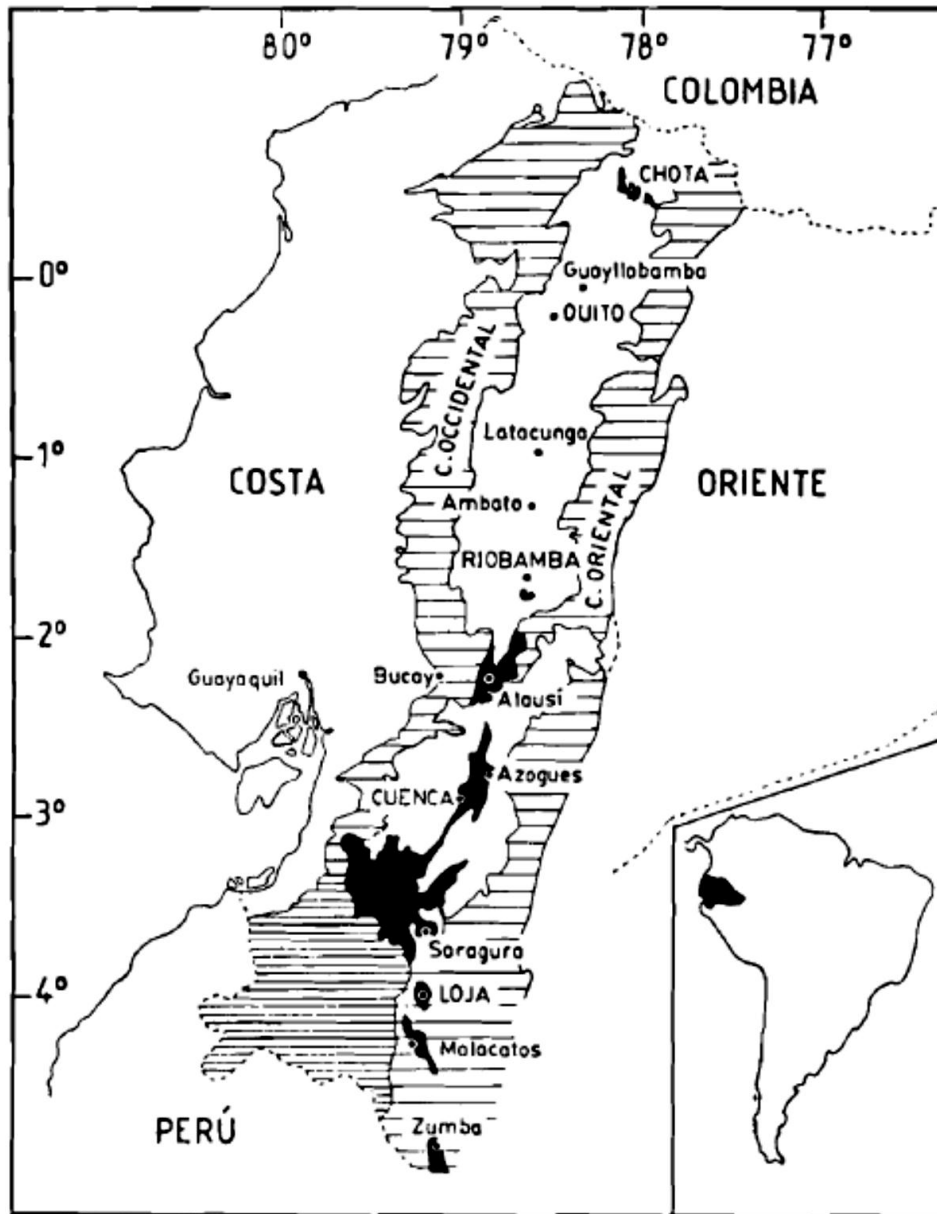


Figura 6: Repartición de los afloramientos entre las cordilleras Oriental y Occidental del Ecuador. Fuente: Noblet, 1986.

"Las formaciones más antiguas de la cuenca de Cuenca, (Fm. Biblián y Fm. Loyola) sobreyacen en discordancia a basamentos de: depósitos volcánicos del Oligoceno Tardío al Mioceno Temprano (Fm. Saraguro) en los sectores N y W-central; series de turbiditas del Cretáceo Tardío (Fm. Yunguilla) en el E-central y SW, y los volcánicos Cretácicos (Fm. Celica y Fm. Piñon) al W." (Bristow, 1974). Entre otras formaciones se describen las siguientes:

2.2.2.1 Formación Loyola. (MI). Mioceno medio.

Está conformada de sedimento finos de planicie costera e intrusiones marino-salobres.

(Navas Muñoz M., 2013).



Foto 4: Formación Loyola. Fuente: PDOT Parroquia Nulti, 2015.

2.2.2.2 Formación Azogues (MAz). Mioceno medio.

Extendiéndose desde el Norte de Cuenca hasta desaparecer en la formación Turi, se conforma por areniscas tobáceas gruesas de color café amarillenta, predominando los depósitos de limonitas, lutitas, pocas intercalaciones de conglomerados y arcillas que generalmente no sobrepasan el metro de espesor. (Vélez Dávila P., 2012).



Foto 5: Formación Azogues. Fuente: PDOT Parroquia Nulti, 2015.

2.2.2.3 Formación Biblián. (MB). Mioceno medio.

Conformada por una alternancia de argilitas, limolitas estratificadas con areniscas tobáceas de grano fino a grueso y conglomerados con cantos subangulares de la Fm. Yunguilla, con presencia de yeso secundario en grietas. Con un espesor que excede los 1000 m., descansa en discordancia sobre las Fms. Saraguro y Yunguilla. (Vélez Dávila P., 2012).



Foto 6: Formación Biblián. Fuente: PDOT Parroquia Nulti, 2015.

2.2.2.4 Formación Mangán. (MM). Mioceno superior.

Conformada, estratigráficamente por estratos también de un metro de espesor, entre argilitas grises bastante compactas, lutitas y areniscas (arcillas) finas de color claro. (Navas Muñoz M., 2013).

2.2.2.5 Formación Llacao. (Mrt). Mioceno superior.

Formación depositada discordantemente sobre formaciones sedimentarias anteriores, conjuntamente con otras formaciones como la Fm. Tarqui y Pisayambo hacia los bordes de la cuenca. (Navas Muñoz M., 2013).

Formación meramente de carácter volcánica, compuesta de tobas y tobas andesitas, resultado de la actividad volcánica durante el Eoceno - Oligoceno inferior, hallándose cristales de cuarzo y esquistos. evidenciando una dinámica litológica variante durante miles de años. "Está compuesta por aglomerados en una matriz de vidrio blanco desvitrificado, en la parte superior se encuentran blancas estratificadas, que son inestables", como se indica en la Foto 7. Se erosionan con facilidad formando cárcavas. (PDOT parroquia Llacao, 2015).



Foto 7: Formación Llacao. Fuente: PDOT Parroquia Nulti, 2015.

2.2.3 Cuaternario.

Los depósitos más recientes se forman en este periodo, por lo que son los más susceptibles a continuos cambios a causa de deslizamientos y fenómenos de erosión. Este periodo tiene, sin duda, entonces la mayor importancia desde el punto de vista ingenieril, ya que los estudios y análisis se orientan directamente sobre la estabilidad de estos depósitos. (Dávila P., 2012).

Entre las formaciones principales concernientes a este periodo se describen en los siguientes apartados:

2.2.3.1 Formación Turi (PTU). Pleistoceno.

Conformada por conglomerados de origen volcánico y sobre ellos una sucesión de capas limosas, guijarrosas y arenosas; el material conglomerado básicamente consiste de partículas redondeadas que varían drásticamente en su tamaño de acuerdo al buzamiento; la parte alta de esta formación contiene areniscas y argilitas con partículas angulares en cierto porcentaje. (Navas Muñoz M., 2013).

2.2.3.2 Formación Tarqui (PT). Pleistoceno.

Conformada por rocas piroclásticas ácidas en mayor porcentaje que por lavas, que también lo constituye. También se puede observar granos finos de consistencia andesítica. (Navas Muñoz M., 2013).



Foto 8: Formación Tarqui. Fuente: PDOT Parroquia Nultí, 2015.

2.2.3.3 Depósito Coluvial (QC). Holoceno.

Son acumulaciones constituidas por materiales de diverso tamaño pero de litología homogénea, que se distribuyen irregularmente sobre terreno montañoso, habiéndose formado por desintegración de rocas y la acción de la gravedad, pudiendo considerar la acción de hielo-deshielo y por el agua. (González de Vallejo L., 2002).

Se compone generalmente de mezclas heterogéneas de bloques y fragmentos angulares y subangulares en matriz limo-arcillosa, depositados generalmente sobre laderas y al pie de taludes a causa de derrumbes o deslizamientos.(Vélez Dávila P., 2012).

"Los depósitos coluviales ocupan las laderas y las faldas de los cerros; son notables en los sectores de Gapal, Turi y Paccha". (Vélez Dávila P., 2012).

En la parroquia Nulti, como depósito coluvial se registraría en unas 502 Ha. aproximadamente, constituyendo el 18 % del territorio total de la parroquia. (PDOT parroquia Nulti, 2015).

Mientras en la parroquia Llacao, los depósitos coluviales se presentan en la vertientes de territorios montañosos, registrando unas 351 Ha. aproximadamente, constituyendo el 20.5 % del territorio total de la parroquia. (PDOT parroquia Llacao, 2015).

Trabajos anteriores señalan características sobre su comportamiento. Brevemente se puede explicar, que se trata de depósitos de permeabilidad variable: desde permeables que son suelos friccionantes hasta impermeables que son suelos cohesivos. Los depósitos granulares compactados, generalmente con mayor antigüedad, son aceptables para la construcción (sub-base de vías), mientras que los depósitos recientes son inestables propensos a deslizamientos. (Vélez Dávila P., 2012).



Foto 9: Depósito coluvial. Fuente: PDOT Parroquia Nulti, 2015.

2.2.3.4 Depósito Aluvial. Holoceno.

Material detrítico (desgastado), transportado por el agua (río) y depositado en puntos a lo largo de su llanura de inundación. Su tamaño empieza desde rocas hasta gravas gruesas, cantos y bloques que presentan bordes redondeados que se distribuyen en forma de capa mineral sedimentaria. (González de Vallejo L., 2002).

Conformada por estratos detríticos supra yacentes a un depósito de rocas gruesas. Se consideran como corrientes que cruzan afloramientos volcánicos.(Navas Muñoz M., 2013).

Con respecto a la parroquia de Nulti, se registra unas 57 Ha. aproximadamente de depósitos coluviales, constituyendo apenas el 2 % del terreno total de la parroquia. (PDOT parroquia Nulti, 2015).

Para la parroquia de Llacao, se registra unas 69 Ha. aproximadamente, constituyendo un 4 % del terreno total de la parroquia. (PDOT parroquia Llacao, 2015).



Foto 10: Depósito aluvial con estratos de arena limosa. Fuente: PDOT Parroquia Nulti, 2015.

2.2.3.5 Travertino (Tv). Holoceno.

El travertino es la denominación de una roca sedimentaria, formada por depósitos de carbonato de calcio. En estos depósitos se ha encontrado huesos humanos y conchas, aunque se desconoce su edad. Son depósitos erosionados considerados de mucha importancia por ser fuente para la elaboración del cemento, cal, fertilizantes y piedras ornamentales. (Navas Muñoz M., 2013).

2.2.3.6 Terrazas Glaciares (m). Holoceno.

Son depósitos fluvio-glaciares conformados por rocas material grueso y heterogéneo provenientes del flanco Este de la Cordillera Occidental. (Vélez Dávila P., 2012).

Se dividen en dos grupos:

a) Terrazas de piroclásticos:

Forman las mesetas de El Plateado y las mesetas del Pachamama, emplazadas en ambos lados del curso bajo del Río Cuenca. (Vélez Dávila P., 2012).

b) Terrazas fluviales:

"Las terrazas fluviales resultan de la actividad erosiva de los ríos del valle de Cuenca sobre los depósitos de edad glacial, dándose lugar en diferentes

periodos. Son cuatro estos ríos: Tarqui, Yanuncay, Tomebamba y Machángara."(Vélez Dávila P., 2012).

En función de la edad, las terrazas se pueden clasificar de la siguiente manera:

"Las más altas y antiguas ubicándose al Norte del río Tomebamba y las más bajas y recientes ubicándose entre los ríos Tomebamba y Tarqui, atravesada por el río Yanuncay". (Vélez Dávila P., 2012).

Según Vélez Dávila (2012), los niveles de terrazas que se presentan son descritas brevemente a continuación:

- Nivel 1: La terraza más alta, corresponde a la meseta de acumulación glacial.
- Nivel 2: área comprendida entre la Av. de la Américas y la iglesia de Cristo Rey.
- Nivel 3: área comprendida entre Héroes de Verdeloma y calle Rafael María Arízaga.
- Nivel 4: comprende al núcleo de la ciudad.
- Nivel 5: las más bajas y corresponden a las más extensas.

Los depósitos glaciares se caracterizan por el alto contenido de clastos redondeados y gravas con matriz areno-limosa, muy heterogéneos variables en sus parámetros físicos.

2.3 Geología local.

2.3.1 Introducción.

Cada una de las formaciones geológicas que constituyen las zonas de estudio (parroquias de Nulti y Llacao) tienen comportamiento diferente en función de su edad de formación, de su composición litológica, de su procedimiento, por ende es importante establecerlas.

Vélez Dávila P. (2012) indica que los acontecimientos geológicos de mayor interés son:

- Las glaciaciones pleistocénicas.
- La actividad volcánica intrusiva y extrusiva.
- La actividad postglacial de ríos.

2.3.2 Geomorfología.

"La cuenca sedimentaria Azuay-Cañar es una depresión interandina rellena de sedimentos detríticos del Terciario Superior e intercalaciones volcánicas, constituidas sobre rocas cretáceas y más antiguas que sirven de basamento."(Recuperado: Ángel V.A., 2010)

Conformando las terrazas glaciares y los depósitos aluviales se encuentra, en la parte sur de Cuenca, grandes planicies entre los ríos de Yanuncay y Tomebamba. Hacia la zona de Challuabamba, zona de estudio propuesta, se encuentran formaciones como la Loyola y la Azogues; hacia el sur de Cuenca se encuentran la Mangán y Turi; para en el centro de la ciudad encontrar las cinco terrazas fluviales, anteriormente descritas por niveles, y al norte encontramos nuevamente con las formaciones Azogues, Loyola, Turi y Mangán.(Vélez Dávila P., 2012).

En cuanto a su litología, la visualización del respectivo mapa geológico permite ubicar el primer punto de estudio sobre la formación Jadán, parte de la formación Yunguilla y el segundo sobre la formación Llacao.

En los siguientes apartados se describe cada una de las formaciones principales sobre las que se emplaza los puntos de estudio propuestos.

2.3.2.1 *Formación Loyola (MI).*

Compuesta principalmente de lutitas gris oscuro, limonitas que meteorizan a arcillas claras, areniscas limosas, todas estas estratificadas con cemento calcáreo, brechas y calizas. . (Vélez Dávila P., 2012).

En cuanto a sus *condiciones geodinámicas*: se trata de una formación afectada por fallas y deformaciones que llevan a fenómenos inestables atribuidos a los sedimentos fino granular de esta formación, con un espesor de 500 m. en la parte central Oeste de la ciudad. Constante fragmentación del macizo y con ello la degradación de sus características físico-mecánicas, a causa del intenso plegamiento y fracturamiento por fallamiento.. (Vélez Dávila P., 2012).

Por otro lado las *condiciones estructurales* establecen que las facies arenosas presentan fracturación de media a alta (hasta 2 mm), cerradas en ocasiones con cemento calcáreo y yeso, con bordes rugosos y con relleno areno-arcilloso; mientras las facies finas presentan fracturas abiertas o cerradas con bordes blandos y relleno arcilloso.

Las *condiciones hidrogeológicas* establecen que la permeabilidad es baja. Desarrollo considerable de la presión de poros en zonas mal drenadas, propiciando los deslizamientos profundos. En esta formación se registran el mayor número de deslizamientos y con las mayores intensidades, como por ejemplo el deslizamiento Paccha, el más grande de la región.(Vélez Dávila P., 2012).

Se encuentra sobre la formación Biblián ya sea en discordancia o en concordancia, y directamente sobre la formación Yunguilla como un conglomerado basal y areniscas."La ausencia total de la formación Biblián en el centro de la cuenca y la discordancia de la formación Loyola supone la existencia de una tectónica activa, cuyos efectos se manifiestan todavía durante la sedimentación de las formaciones Loyola y

Azogues, dado que se generan numerosos niveles con estructuras de deslizamiento: slumps".

Se tiene importantes afloramientos en los flancos del anticlinal de Cuenca, claramente visibles sobre tramos de la vía rápida Cuenca - Azogues, entre el Descanso y el sector Challuabamba.(Noblet, 1986).

2.3.2.2 Formación Biblián (Mb).

La formación Biblián está conformada por una alternancia de limolitas, argilitas interestratificadas con areniscas tobáceas de grano fino a grueso y conglomerados de cantos subangulares de la Fm. Yunguilla, con yeso secundario en grietas. Excede los 1000 m. de espesor, descansando en discordancia sobre las Fms. Saraguro y Yunguilla.

Tiene presencia en zonas reducidas de la comunidad de Challuabamba. (PDOT Parroquia Llacao, 2015).

En cuanto a las *condiciones geodinámicas*, presenta una erosión intensa, carcavamiento y fenómenos geodinámicos superficiales propios de estos suelos residuales de la formación Biblián, y la presencia de materiales fisiles en los bloques sedimentarios más profundos que conllevan problemas con la saturación y el mal drenaje. (PDOT Parroquia Llacao, 2015).

Por *condiciones estructurales* se menciona que, en estos suelos residuales las estructuras relíctas son poco observables, mientras los sistemas múltiples son generados por fisuración. A nivel superficial no es observable los sistemas de fracturamiento y estratificación. (PDOT Parroquia Llacao, 2015).

- Relictos.- son estructuras de minerales presentes en un material rocoso que no ha metamorfozado con respecto a las rocas adyacentes, o son rocas que han sobrevivido a procesos geológicos destructivos.

Sus *condiciones hidrogeológicas*, señalan una permeabilidad entre baja y nula, con escurrimiento superficial abundante y aguas freáticas escasas. Su material no es utilizable para aplicaciones ingenieriles.

En consecuencia, la estabilidad del terreno en la zona está estrechamente relacionada con la naturaleza geológica de los suelos que lo conforman, además de factores externos, algunos ya mencionados como, actividades humanas, el clima y la temperatura que causan la erosión y saturación.

2.4 Suelos expansivos.

2.4.1 Introducción.

La Mecánica de Suelos centró sus estudios sobre los suelos saturados durante mucho tiempo, dejando a los suelos no saturados en un segundo plano, a pesar que Terzaghi había indicado que estos son suelos propensos a experimentar cambios de volumen en presencia del agua. Sin embargo, hasta el día existe una escases de información y conocimientos sobre los suelos parcialmente saturados, se supone debido a la necesidad de otro planteamiento matemático y nueva tecnología. Las regiones áridas y semiáridas están conformadas frecuentemente por suelos parcialmente saturados, que entre otros comportamientos se destaca la deformación volumétrica. Existe una gran diversidad de suelos parcialmente saturados, muchos con propiedades y comportamientos particulares, como el caso de las arcillas expansivas muy plásticas caracterizadas por el hinchamiento

y retracción a causa de la presencia del agua, depósitos aluviales caracterizados por ser colapsables al presentar una estructura abierta, depósitos coluviales y eólicos, suelos compactados, entre otros. (Vélez Dávila P., 2012).

2.4.2 Origen.

Vélez Dávila P. (2012) hace mención que los suelos parcialmente saturados, en cuanto a su origen pueden ser naturales o artificiales. Entre los naturales pueden citarse los suelos sedimentarios (Ejm: eólicos, aluviales, coluviales), los suelos residuales, tropicales, lateríticos y saprolíticos.

- Suelos sedimentarios: son aquellos que se han depositado en ambientes acuosos, inicialmente saturados y luego desecados .
- Suelos residuales: suelos afectados por agentes de meteorización sobre cierta matriz.
- Suelos tropicales, lateríticos y saprolíticos: suelos no saturados debido a su permeabilidad y condiciones climáticas del lugar donde se hallan. Originados a causa de la intensa descomposición de la roca matriz.

Mientras los suelos artificiales comprende a los suelos compactados, bastante aprovechables en obras de tierra.

Los suelos no saturados presentan un comportamiento característico en cuanto a sus deformaciones volumétricas, al modificar su contenido de humedad. Estas deformaciones volumétricas pueden expresarse produciendo un colapso (deformaciones positivas) ó un hinchamiento (deformaciones negativas), ambas consideradas como procesos de inestabilidad estructural, alterando el comportamiento deformacional del

suelo en función de condiciones ambientales (cambios de humedad) más no del estado tensional exterior. (Vélez Dávila P., 2012).

El origen de los suelos con estructura potencialmente colapsable es muy variable, siendo los más relevantes los de origen eólico (loes y arena eólica). Es el tipo de depósito quien gradúa la sensibilidad al colapso, entendiéndose por esto, que un suelo de origen eólico está más propenso al colapso que los aluviales; sin embargo el origen de un suelo sería solo una breve referencia para conocer su potencialidad en colapsar, ya que se han registrado colapsos de suelos aluviales, coluviales, residuales e incluso compactados. Esto indica que para definir un suelo como colapsable es necesario definir otras variables como su estructura, porosidad, grado de saturación y estado tensional al que esté sometido. (Vélez Dávila P., 2012).

Por otra parte, el origen de los suelos potencialmente expansivos está directamente relacionada con el tipo de mineral arcilloso presente para producir esta expansión, generalmente considerados a tres:

- Montmorillonita,
- Illita y
- Caolinita,

por su abundancia con respecto a otros, y cuya fuente es una amplia serie de rocas ígneas básicas incluyendo rocas volcánicas y lavas. Para el caso de la montmorillonita se necesita un medio alcalino, la caolinita se produce con un pH más bajo y la illita con un pH algo alcalino.

2.4.3 Comportamiento del suelo arcilloso en presencia del agua.

Los suelos parcialmente saturados que han sido objeto de la mayor cantidad de estudios por parte de investigadores debido a la problemática de daños y pérdidas económicas que ocasionan, son las "arcillas expansivas". (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Estructuras ligeras como es el caso de viviendas, autopistas, edificios pequeños, etc, sufren daños irremediables posterior a su construcción como resultado de la alteración ambiental necesarios para su ejecución como: deforestación, encausamiento de corrientes de agua, cambio en la humedad del suelo, entre otros. (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Un suelo que sufre cambios en su volumen a raíz de la variación de humedad se denomina "zona activa"; será proporcional la relación, es decir, cuanto mayores sean las propiedades de expansión del suelo de una zona mayor será la expansión que sufra la estructura emplazada en él. Para realizar estimaciones cuantitativas del potencial de expansión del suelo usualmente se obtienen muestras inalteradas de él para someterlas a ensayos de laboratorio, aplicando criterios basados en propiedades índice para estimar el posible carácter expansivo del suelo. (Juárez & Rico, 1992).

Al quedar rodeada de agua una partícula cristalina de arcilla, los átomos de oxígeno quedan en la superficie de éstos. Si la partícula fuese un ente ideal sería eléctricamente neutro, sin embargo las aristas de los cristales se rompen y con ello la continuidad de la estructura, por lo que al menos en estas zonas se tiene cargas des-balanceadas. Las cargas negativas de los átomos de oxígeno, crean entonces en la superficie del cristal un campo eléctrico con lo cual las moléculas del agua adyacente se ionizan, de manera que los iones de hidrógeno positivos resultan captados por el cristal, así como lo hacen los cationes que existen en disolución del agua. (Juárez & Rico, 1992).

En la atmósfera del cristal la atracción eléctrica disminuye considerablemente con la distancia, y con ello también disminuye la concentración de cationes. Esto implica que en la superficie del cristal no existe una distribución uniforme de la carga eléctrica; se genera una atmósfera de cationes cercanos fuertemente unidos al cristal, así como otro grupo de cationes ya más desvinculados por su mayor lejanía de la superficie, considerándose estratos diferentes, de manera que al sistema en su totalidad se denomina "doble capa difusa". El espesor de esta capa varía inversamente con la concentración de los cationes en la solución. (Juárez & Rico, 1992).

Cuando dos o más cristales de arcilla quedan suficientemente cercanos, sus respectivas atmósferas de adsorción interaccionan surgiendo entre ellos una fuerza neta de repulsión, que aumenta cuanto más cercanos se encuentren dichos cristales, influenciados además por una serie de factores externos como la temperatura, densidad superficial, constante dieléctrica, e internos como la concentración, la valencia y el tamaño de los cationes de la solución. (Juárez & Rico, 1992).

- Atmósfera de adsorción.- es el resultado del proceso de adsorción en la que se forma a manera de una capa líquida sobre en la superficie de un sólido (cristal de arcilla), cuando las moléculas líquidas quedan retenidas en la superficie del cuerpo sólido gracias a las fuerzas de atracción actuantes entre ellas, que se ve disminuida conforme aumenta la distancia a la superficie. Recuperado de: agua.uji.es/pdf/leccionHQ17.pdf.

Cabe indicar que las fuerzas repulsivas no son las únicas que actúan entre dos cristales próximos, pues también se generan fuerzas atractivas entre ellos, como resultado del efecto Van der Waals. Por lo tanto, la fuerza neta actuante entre los cristales será la suma algebraica de estas dos fuerzas opuestas. (Juárez & Rico, 1992).

Se aclara que las fuerzas de Van der Waals son independientes de la atmósfera que existe entre las partículas, por lo que para un tipo determinado de arcilla se puede hacer variar la fuerza neta actuante mediante la adición de electrolitos en una suspensión en cantidades adecuadas. Como resultado de esto se tendrá una disminución de la fuerza repulsiva y un aumento de la fuerza de atracción, de modo que la probabilidad de que dos partículas al acercarse se atraigan en lugar de repelerse aumenta, deduciendo que la fuerza de atracción para este caso aumenta al disminuir la distancia. Cuando se encuentra en esa situación se dice que el suelo se flocula, fenómeno que produce un depósito de partículas muy sueltas, donde cada unida depositada genera una alta proporción de vacíos. Juárez & Rico, (1992).

Las características más importantes de las arcillas expansivas que se deben considerar desde el punto de vista de la ingeniería según Whitlow, (1993) se describen brevemente a continuación:

- **Área Superficial.-** una partícula tendrá más área superficial (As) mientras más pequeña y laminar sea. Se denomina superficie específica del suelo a la relación del área superficial por gramo de masa.
- **Carga Superficial y Adsorción.-** la superficie de los cristales de arcilla presentan una carga eléctrica negativa por estar formada por iones de O_2 u $(OH)^-$; en tanto que las moléculas de agua son dipolares, por lo que se forma una capa de agua adherida a la superficie de dicho mineral mediante un enlace de hidrógeno (H_2O). Esta capa adyacente está fuertemente enlazada a la superficie, pero al aumentar la distancia, estos enlaces se debilitan y el agua se encuentra más fluida. Las propiedades de esta capa de agua adsorbida son muy diferentes a las

del agua común, aumentando su densidad, viscosidad y punto de ebullición, mientras disminuye su punto de congelamiento.

En la Tabla 4 se muestran valores de la variedad de contenidos de agua adsorbida, así como la superficie específica de suelos arcillosos, según el mineral arcilloso que lo conforma.

<i>Mineral</i>	<i>Superficie Específica (m²/g)</i>	<i>Contenido aprox. de agua adsorbida (%)</i>
Caolinita	20	1
Ilita	80	4
Montmorilonita	800	40

Tabla 4: Contenido de agua adsorbida y superficie específica en función del mineral arcilloso presente.
Fuente: Whitlow, (1993).

- **Capacidad de intercambio básico.**-La carga superficial negativa total proporcionada por los minerales de arcilla pueden ser neutralizados sea, por los cationes internos, por los enlaces de hidrógeno en la capa adsorbida y por los cationes que se encuentran en la misma capa; el resto de la capa superficial negativa que no se puede alisar internamente se denomina capacidad de intercambio básico, y se expresan en mili equivalentes por 100g. (me/100g).
- **Floculación y dispersión.**-cuando las fuerzas de atracción sean las que dominen, como resultado de una capa adsorbida suficientemente delgada, se formaran grupos de partículas con presentan aristas que en una suspensión, estos se sedimentan. A éste proceso se denomina floculación, y a los suelos que sufren dicho fenómeno suelos floculados. De arcillas marinas, dada la alta concentración de cationes, se obtienen estructuras floculantes, mientras que de arcillas lacustres (agua dulce) se obtienen estructuras dispersas. En la Figura 7 se muestran los dos tipos de estructuras.

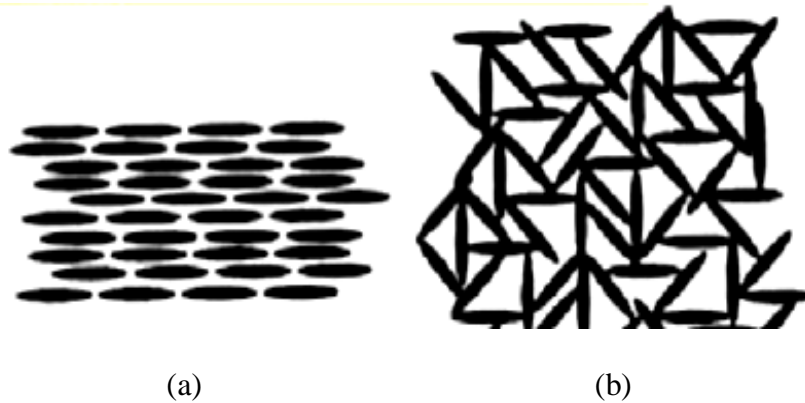


Figura 7: Esquema del tipos de estructura de un suelo. Fuente: (Navas Muñoz M., 2013).

- **Expansión y Contracción.**- estos fenómenos se deben a los cambios del contenido del agua en el suelo (humedad), producidos por cualquier alteración de las condiciones ambientales. Se desarrollará una presión de expansión, si el agua ingresa a la estructura laminar mientras el suelo esté confinado; mientras que si la capa adsorbida se comprime, se tendrá una contracción del suelo, fenómeno que también se produce por efectos de succión al reducir el contenido de agua. La capacidad de la expansión y contracción depende de la humedad inicial o natural del suelo.
- **Plasticidad.**-Es una propiedad circunstancial de las arcillas según A. Atterberg; dentro de la mecánica de suelos se la puede definir como la propiedad de un material por medio de la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse. (Juárez & Rico, 1992).

Los factores que controlan la plasticidad radican en el tamaño y la forma de las partículas, conjuntamente con la naturaleza de la capa de agua adsorbida. Además se debe indicar que los suelos mas plásticos y más compresibles resultan ser los que tienen valores altos de superficie específica. (Whitlow, 1993).



- **Cohesión.**-un suelo cohesivo se lo define como una colección de partículas minerales que desarrollan fuerzan de atracción mutua, a la que se denomina fuerza de cohesión. Esta fuerza depende del contenido de agua, conforme se incrementa el contenido de agua, la fuerza de atracción disminuye y de la misma forma la cohesión. Whitlow, (1993). El grado de cohesión depende de factores como de los tamaños relativos, la distribución granulométrica que el suelo tenga y del material arcilloso presente.
- **Tixotropía.**-es un fenómeno mediante el cual un suelo arcilloso recupera lentamente sus propiedades originales, luego de sufrir un amasado energético que rompen momentáneamente los enlaces fisicoquímicos entre sus películas de agua y cationes adsorbidos.

2.5 Identificación de suelos arcillosos.

En mecánica de suelos se define como arcilla a las partículas de cualquier sustancia inorgánica menores a 0,002 mm., tamaño para el cual empiezan a tener influencia las acciones fisicoquímicas. Los terrenos arcillosos son en principio, los más peligrosos para cimentar. En ellos se pueden producir grandes asentos en un largo o aún larguísimo plazo de tiempo, y es en los que el conocimiento de su comportamiento bajo cargas ha progresado más en los últimos años. Experimentalmente se determinó que el tiempo de asentamiento de los estratos arcillosos es proporcional al cuadrado de su espesor es decir, que si por ejemplo la fundación de un edificio descansa sobre un estrato de 2 metros de espesor, el asiento se produce en cuatro años; una duración de 16 años si el espesor fuera de cuatro metros, etc. Si el espesor del estrato arcilloso es de

muchos metros, hecho que se ha comprobado en algunos edificios famosos como el Duomo de Koenigsberg que 500 años después de haber cedido un total de 180 cm. no ha llegado aún a su posición de equilibrio. Otro edificio conocido que ha sufrido el mismo fenómeno es la célebre Torre de Pisa, que recientemente ha sido consolidada y reforzada en su cimentación. En este tipo de terrenos las pruebas de carga son inútiles para conocer su comportamiento. (Marquez J. 2006).

Lo que más influye en la duración del asentamiento es el contenido de agua del estrato y su permeabilidad, así como la del terreno adyacente, pues si una arcilla con un elevado contenido de agua es sometida a una carga, su asentamiento instantáneo es casi nulo, ya que el agua (que es incomprensible) es quien soporta la carga. La presión hace que el agua trate de fluir desocupando los huecos que ocupa la arcilla, pero este fluir es lento y dificultado cuanto más impermeable es el estrato, por lo que se comprende que en terrenos de arcilla muy pura y gran espesor el equilibrio demore muchos años en ser alcanzado. (Marquez J. 2006).

De lo dicho deducimos que puede cimentarse en terrenos arcillosos, pero cuidando que las cargas estén uniformemente repartidas en la planta del edificio, dando a las bases las dimensiones necesarias para que la carga por unidad de superficie sea la misma. (Marquez J. 2006).

2.5.1 Identificación en campo.

Ya sea mediante un reconocimiento de tacto y visual o con clasificaciones sencillas se pueden establecer las propiedades de un suelo en el campo. Según Marquez J. (2006) los indicadores que nos pueden ayudar a clasificar un suelo arcilloso, entre los más importantes están:

2.5.1.1 Grietas por secado.- un suelo arcilloso se caracteriza por presentar grietas o fisuras durante periodos de sequía, guardando una geometría poligonal. La resistencia del suelo seco es elevada.



Foto 11: Grietas presentes, durante inspección visual, sector Nulti. Fuente propia.

2.5.1.2 Plasticidad.- en suelos arcillosos no es complicado hacer un rodillo de suelo sin desmoronarlo.

2.5.1.3 Espejos de fricción.- se presentan en suelos recientemente expuestos al aire, presentando de igual manera las fisuras.

2.5.1.4 Textura.- son resbalosos y tienden a pegarse con facilidad en los zapatos o llantas de vehículos.



Foto 12: Muestra obtenida del sector Nulti. Fuente propia.

2.5.1.5 Daños estructurales.- es la problemática principal de los suelos arcillosos expansivos. presentando fisuras y distorsiones en estructuras aledañas.

2.6 Cimentaciones.

2.6.1 Concepto general de cimentación.

El cimiento es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo raros casos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los soportes y muros de carga. Lo anterior conduce a que los cimientos son en general piezas de volumen considerable, con respecto al volumen de las piezas de la estructura. Los cimientos se construyen casi invariablemente en hormigón armado y, en general, se emplea en ellos hormigón de calidad relativamente baja, ya que no resulta económicamente interesante el empleo de hormigones de resistencias mayores. Para poder realizar una buena cimentación es necesario un conocimiento previo del terreno en el que se va a construir la estructura. La correcta clasificación de los materiales del subsuelo es un paso importante para cualquier trabajo de cimentación, porque proporciona los primeros datos sobre las experiencias que puedan anticiparse durante y después de la construcción. El detalle con el que se describen, prueban y valoran las muestras, depende del tipo de estructura que se va a construir, de consideraciones económicas de la naturaleza de los suelos, y en cierto grado del método con el que se hace el muestreo. Las muestras deben describirse primero sobre la base de una inspección ocular y de ciertas pruebas sencillas que pueden ejecutarse fácilmente tanto en el campo como en el laboratorio clasificando el material en uno de los grupos principales: grava, arena, limo y arcilla. La mayor parte de los suelos naturales se componen por la mezcla de dos o más de estos elementos, y pueden contener por añadidura material orgánico. (Montoya J. 2010).

Según Montoya J. (2010), al momento de escoger y diseñar un tipo determinado de cimentación, debemos tener presente que el tipo de cimentación escogido cumpla como mínimo las siguientes condiciones:

- Transmitir al terreno las cargas de la estructura con asientos admisible, garantizando una seguridad suficiente frente a la rotura por hundimiento.
- Poseer resistencia suficiente como elemento estructural.
- Poseer resistencia suficiente respecto a la rotura por esfuerzo cortante.
- No resultar afectada por la eventual agresividad del terreno.
- Estar adecuadamente protegida frente a las alteraciones naturales o artificiales del entorno (cambios de volumen, variaciones de humedad, excavaciones próximas).

El diseño más óptimo y económico de cimentaciones, para los distintos tipos de estructuras, requiere el conocimiento de varios aspectos, entre los principales se mencionan:

- Las condiciones geológicas y geotécnicas del lugar de construcción.
- El comportamiento del suelo respecto a esfuerzo - deformación.
- La carga transmitida por la estructura.
- El reglamento local de construcción.

Generalmente, son tres los grupos de cimentaciones:

- Cimentaciones superficiales.
- Cimentaciones semiprofundas.
- Cimentaciones profundas.

2.6.2 Cimentaciones superficiales.

Son aquellas que se construyen en las capas superiores o poco profundas del suelo, por tener éste adecuada capacidad de carga o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas. En estructuras importantes, tales como puentes, las cimentaciones, incluso las superficiales, se apoyan a suficiente profundidad como para garantizar que no se produzcan deterioros. Terzaghi expresa que, una cimentación es superficial si la profundidad (D_f) es menor o igual al ancho de la misma. Otros investigadores sugieren que una cimentación es superficial si su profundidad (D_f) inclusive es igual a 3 ó 4 veces el ancho de ella. (García Marquez F, 2012).

Para que una cimentación superficial se comporte satisfactoriamente debe cumplir las siguientes características:

- El suelo de cimentación no debe fallar por corte.
- La cimentación debe ser capaz de tolerar los asentamiento admisibles.

Como indica García Marquez F., las cimentaciones superficiales se clasifican en:

- Cimentaciones ciclópeas.
- Zapatas:
 - ✓ Zapatas aisladas.
 - ✓ Zapatas corridas.
 - ✓ Zapatas combinadas.
- Losa de cimentación.

Las zapatas pueden ser flexibles o rígidas con relación a su geometría , puntualmente a la relación entre su canto y su vuelo, es decir:

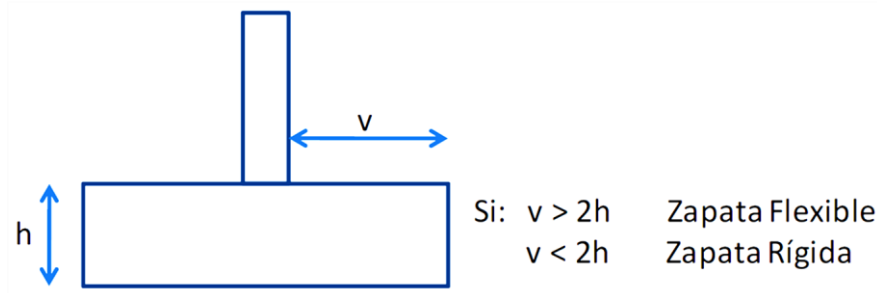


Figura 8: Relación geométrica de zapatas flexibles o rígidas. Fuente propia.

2.6.3 Cimentaciones semiprofundas.

García Marquez F, (2012), indica que las cimentaciones semiprofundas se clasifican en:

- Pozos de cimentación.
- Otras cimentaciones semiprofundas:
 - ✓ Arcos de ladrillo sobre machones de hormigón o mampostería.
 - ✓ Muros de contención bajo rasante.
 - ✓ Micro pilotes.

2.6.4 Cimentaciones profundas.

Este tipo de cimentaciones son utilizadas cuando los estratos superiores no garantizan una adecuada capacidad de carga, por lo que se busca transmitir la carga a estratos más profundos, ya que al optar por cimentaciones superficiales conllevaría a daños estructurales, asentamientos e inestabilidad. Se basan en generar el esfuerzo cortante suficiente entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Por eso deben ser más profundas, para poder proveer una gran área sobre la cual se distribuye el esfuerzo para soportar la carga. (García Marquez F, 2012).

Este tipo de cimentación se utiliza cuando se tienen circunstancias especiales:

- Una construcción determinada extensa en el área de soporte.
- Una obra con una carga demasiado grande no pudiendo utilizar ningún sistema de cimentación especial.
- Que el terreno a ocupar no tenga resistencia o características necesarias para soportar construcciones muy extensas o pesadas.

Algunos métodos utilizados en cimentaciones profundas son:

- Pilas y Cilindros.
- Pilotes.
- Pantallas:
 - ✓ Pantallas isostáticas.
 - ✓ Pantallas hiperestáticas.

Las cimentaciones construidas a base de pilotes hincados o perforados, pueden ser de madera, acero o concreto. Cabe indicar que estas cimentaciones profundas son más costosas pero muy necesarias en casos donde se debe garantizar la seguridad estructural.

2.7 Daños en estructuras por suelos expansivos arcillosos.

2.7.1 Introducción.

Se puede decir que los suelos expansivos son un tipo de suelos que está compuesto por materiales arcillosos que al mezclarse con agua u algún otro líquido se expanden, generando un fenómeno de hinchamiento en el suelo, esto hace que las partículas de arcilla y los diferentes materiales por los que está compuesto el suelo se encuentren a mayor distancia unas de otras así que si hay algo sobre este se hundirá fácilmente, por ejemplo, si una casa es construida sobre un suelo de este tipo será hundirá sobre él en

algunas partes, provocando que esta colapse, o se agriete por la diferencia de resistencia del suelo. (García Marquez F, 2012).

Hay diferentes formas de identificar estos suelos, por medio de evaluaciones, haciendo un estudio de suelo, etc. Esto se hace para saber donde es bueno o no construir una edificación, o bien si no es posible buscar algún otro lugar donde construir por lo menos saber las medidas que se requieren para poder construir y que esa edificación sea lo suficientemente resistente para no colapsar. Por ejemplo: Se puede reforzar la cimentación de una casa colocando pilotes de concreto que vayan aún más profundo que la superficie, ya que el suelo está compuesto por capas, las primeras son las más débiles, por lo tanto es necesario ir más profundo para llegar a las capas sólidas y así poder tener una cimentación firme que resistirá los fenómenos ocasionados por los suelos expansivos. (García Marquez F, 2012).

2.7.2 Daños en la estructura, losas y paredes.

Para poder estimar la expansión del terreno de cimentación, se requiere al menos de un cálculo semejante al que habitualmente se utiliza para estimar de asentamientos. Generalmente la expansión secundaria (Ver Figura 9) suele omitirse, salvo el caso en que esta tuviera significación y fuera necesario considerarla, en forma similar a la consolidación secundaria. (Vélez Dávila P., 2012).

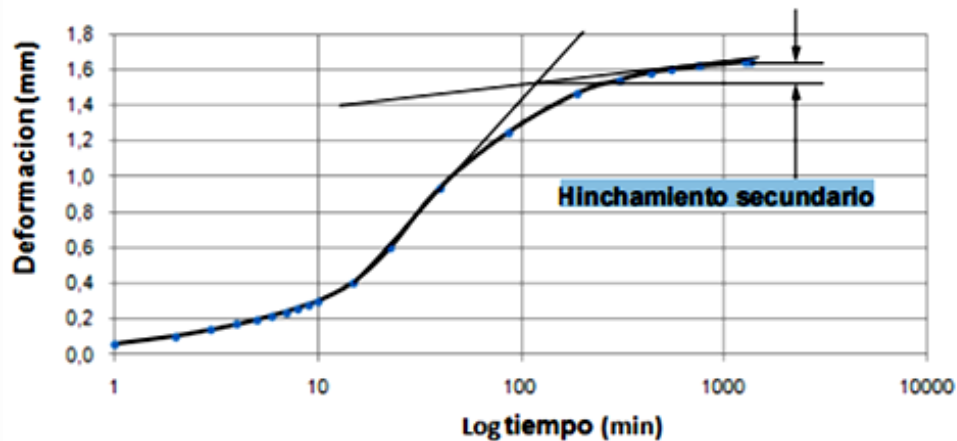


Figura 9: Expansión secundaria. Fuente: Vélez Dávila P, 2012.

El proceso de expansión generalmente es más rápido que el de consolidación."La diferencia principal en el cálculo de los movimientos diferenciales de un suelo de cimentación expansivo, radica en que, o se adoptan las precauciones para mantener estables las condiciones de humedad, o bien se deberá considerar un amplio espectro de humedades iniciales, que contemple las condiciones climáticas extremas que puedan presentarse en el lugar, incluyendo posibles modificaciones del nivel freático". (Vélez Dávila P., 2012).

Como indica la Figura 10 se deberá considerar estos posibles incrementos de humedad por lluvias, por el flujo del agua bajo las losas, por el efecto que tienen las raíces de los árboles al absorber el agua; en vista que pueden llevar a un colapso de la estructura por asentamientos diferenciales, de no ser tomados en cuenta. (Vélez Dávila P., 2012).



Figura 10: Factores a considerar en el diseño sobre un suelo expansivo. Fuente: Vélez Dávila P, 2012.

2.8 Consideraciones generales acerca de cimentaciones en suelos arcillosos.

Según Vélez Dávila P. (2012), establece que existen 3 formas de actuar de acuerdo al aspecto a solucionar, cuando nos encontramos con un suelo expansivo. Estos se detallan a continuación:

- a) Cuando la solución está en la cimentación.
 - Pilotes, pilotines.- se trata de atravesar la zona activa y apoyar las cimentaciones sobre suelos estables, la fricción no se considera para el cálculo, por el espacio comprendido entre pilote y suelo, para evitar el levantamiento por expansión.
 - Estructura rígida o semirrígida.-para estos casos se calculan las cimentaciones con una presión de contacto, lo suficientemente alta, como para que no se produzcan fenómenos de hinchamiento.
 - Losas.-en estos casos se calculan teniendo en cuenta los fenómenos de expansión y contracción.
- b) Cuando la solución está en el terreno.



- Reemplazar el suelo expansivo por otro suelo mejorado.
 - Estabilizar el suelo expansivo.- se trata de estabilizaciones a base de productos fisicoquímico, que limiten o anulen la expansión.
- c) Cuando la solución es impedir que se produzca el fenómeno.
- Se busca el aislamiento del suelo susceptible a procesos de expansión, de forma que los procesos climáticos o los agentes externos no modifiquen los contenidos de humedad en el espesor de la capa activa.
 - Se busca el aislamiento de las fuentes de agua que ingresan terreno, realizando el diseño de las construcciones de modo que impida el acceso del agua al subsuelo.

2.9 Mejoramiento del suelo de cimentación.

El proceso de mejoramiento se realiza debido a la baja capacidad portante que proporcionan ciertos tipos de suelos, con el fin de garantizar un buen soporte del suelo ante la aplicación de cargas. Existen varios métodos para mejorar la consistencia y la capacidad portante de un suelo sobre el que no es factible cimentar directamente, estos pueden ser:

- Compactación en campo.
- Compactación dinámica.
- Método de pre-compresión.
- Método de sustitución.
- Método de vibro-flotación.
- Método de estabilización.

- Columna de grava.
- Capas de material de mejoramiento.

2.9.1 Método de compactación en campo.

Para la aplicación de este método se requiere obtener en laboratorio la densidad óptima y según este dato se obtendrá el número de pasadas del rodillo y la cantidad de agua requerida para el proceso, que luego de haberlo realizado se deberá verificar la densidad del terreno. Los rodillos podrán ser lisos, neumáticos de caucho, pata de cabra o vibratorios. Este método depende de varios factores, como del tipo de compactador, tipo de suelo, humedad, espesor de las capas, entre otros. (Braja Das M., 2012).

2.9.2 Método de compactación dinámico.

Frecuentemente utilizado para suelos granulares; este método consiste en dejar caer un martillo (8 a 35 Tn) libremente desde una altura (7.50 a 30.50 m) en lapsos de tiempo regulares sobre la superficie logrando incrementar la densidad del terreno. Este método dependerá de factores como el peso del martillo, la altura de caída y la distancia entre cada golpe. (Braja Das M., 2012).

2.9.3 Método de pre-compresión.

Este método se emplea para minimizar el asentamiento posterior a la compresión, generalmente utilizado cuando estratos de suelo arcilloso altamente compresible se encuentra a poca profundidad propenso a sufrir asentamientos grandes por consolidación como resultado a la construcción de una obra civil de gran magnitud. (Braja Das M., 2012).

Para calcular los asentamientos se utiliza las formulas expuestas por Braja Das M. en Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones:

1. Consolidación primaria causado únicamente por la carga estructural es:

$$S_c(p) = \frac{CcHc}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'(p)}{\sigma'_o}$$

2. Consolidación primaria causado por la carga estructural y a una sobrecarga es:

$$S_c(p + f) = \frac{CcHc}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_o + [\Delta\sigma'(p) + \Delta\sigma'(f)]}{\sigma'_o}$$

Donde:

$S_c(p)$ = Asentamiento máximo por carga estructural.

$S_c(p+f)$ = Asentamiento máximo por carga estructural y sobrecarga.

C_c = Índice de compresibilidad o decompresión.

H_c = Espesor del estrato de arcilla sometida a consolidación.

e_0 = Relación de vacíos inicial.

σ'_o = Carga Inicial.

$\Delta \sigma'(p)$ = Carga estructural por área unitaria.

$\Delta \sigma'(f)$ = Sobrecarga.

En la Figura 11 se muestra la relación asentamiento - tiempo, en la que se observa que si se aplica una sobrecarga total temporal de $\Delta \sigma'(p) + \Delta \sigma'(f)$ sobre la superficie del terreno expansivo durante el tiempo t_2 , el asentamiento total $S_c(p)$ que ocurre en él es mucho más breve que el t_1 . Si la sobrecarga se retira después del tiempo t_2

se construye una estructura (obra civil) con carga permanente $\Delta \sigma'_{(p)}$, los asentamientos no serán considerables. Este proceso es denominado *Pre-compresión*.

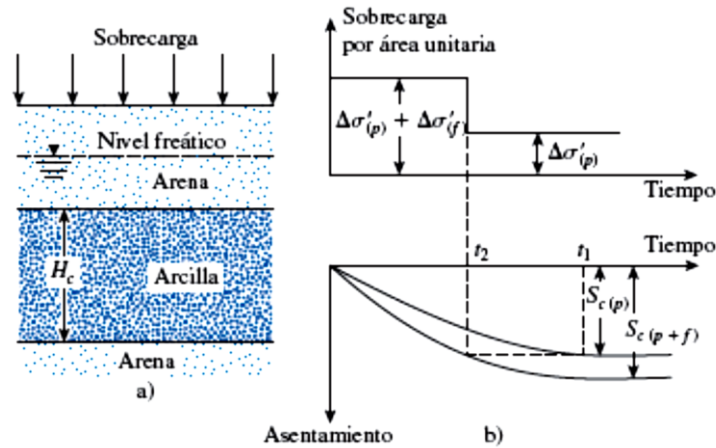


Figura 11: Principio de pre-compresión. Fuente: Braja Das M., Principios de la Ingeniería de Cimentaciones.

El grado de consolidación promedio en un tiempo t_2 (U), esta dado por la relación de asentamientos, así:

$$U = \frac{S(p)}{S(p + f)}$$

Donde sustituyendo respectivamente sus ecuaciones queda así:

$$U = \frac{\log \frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'(p)}{\sigma'_o}}{\log \frac{\sigma'_o + [\Delta \sigma'(p) + \Delta \sigma'(f)]}{\sigma'_o}}$$

Sin embargo, si se determina el valor de t_2 en base a la consolidación promedio (U), se tendría problemas en la construcción como asentamientos continuos, esto como resultado que al ser retirada la sobrecarga y construir la carga estructural permanente, las capas superficiales de drenaje se pueden expandir y las capas más profundas se sigan asentando, por lo que resulta difícil el cálculo exacto de pre-compresión. Para tener

garantía se puede suponer que U en esta última ecuación es el grado de consolidación en un plano medio, quedando de la siguiente manera: (Braja Das M., 2012).

$$U = f(Tv)$$

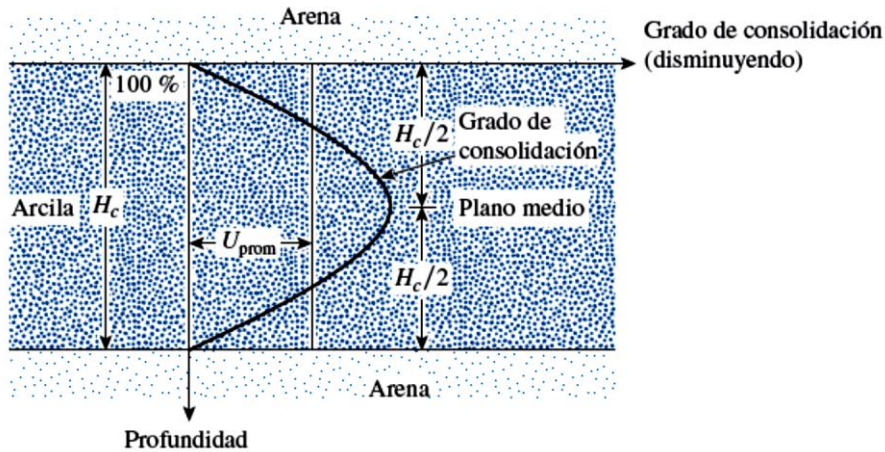


Figura 12: Grado de consolidación en el plano medio. Fuente: Braja Das M., Principios de la Ingeniería de Cimentaciones.

$$Tv = Cv t^2 / H^2$$

Donde:

U = Grado de consolidación a medio plano.

Tv = Factor tiempo.

Cv = Coeficiente de consolidación.

t^2 = Tiempo.

H = Altura de drenaje máximo.

Si: Drenaje en dos sentidos $\Rightarrow H = H_c / 2$

Drenaje en un sentido $\Rightarrow H = H_c$

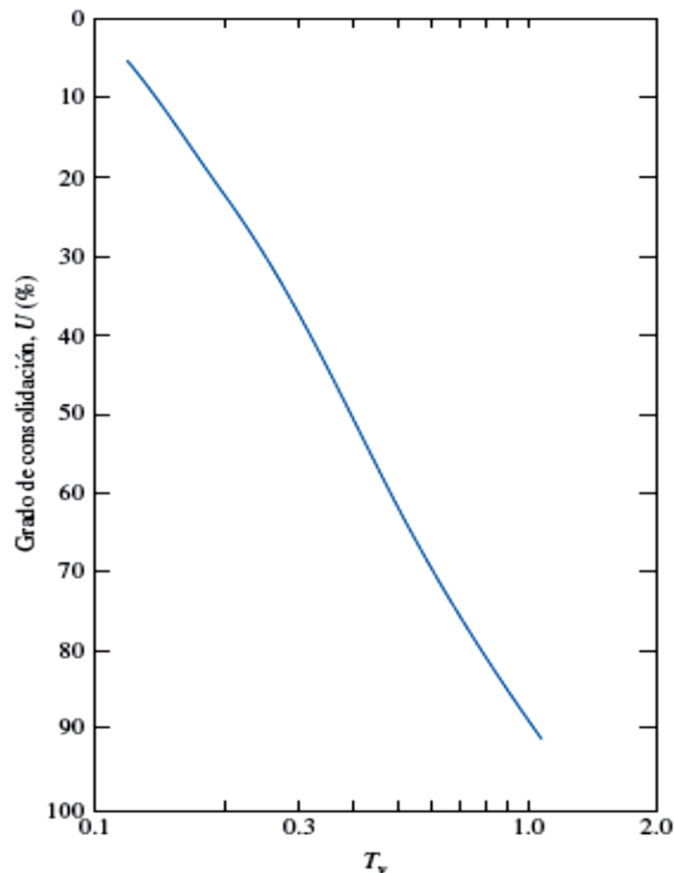


Figura 13: Variación del grado de consolidación en plano medio contra factor tiempo. Fuente: Braja Das M., Principios de la Ingeniería de Cimentaciones.

2.9.4 Método de sustitución.

Es un método empleado en caso de que el terreno no sea apto para transmitir los esfuerzos de cimentación. Consiste básicamente en el reemplazo del suelo de mala calidad (suelo expansivo) por un suelo mejorado, como el caso de suelos granulares, en capas debidamente compactadas. El empleo de esta sustitución de suelo es válido para pequeñas profundidades, máximo 3m, ya que en caso de mayores profundidades se puede optar por otros métodos de cimentaciones como columnas de grava y pilotes. Si se detecta la presencia de agua sobre el terreno se deberá realizar un adecuado sistema de drenaje. (Núñez Solís L.,2015).

2.9.5 Método de vibro-flotación.

La vibro-flotación es una técnica generalmente usada en suelos granulares sueltos, con un contenido máximo de finos del 10%. Consiste básicamente en emplear una unidad vibratoria de aproximadamente 2m de longitud, que posee en su interior un peso excéntrico capaz de desarrollar una fuerza centrífuga, permitiéndole vibrar horizontalmente. En las partes inferior y superior, el equipo posee una aberturas que son para chorros de agua, como indica la siguiente figura: (Braja Das M., 2012).

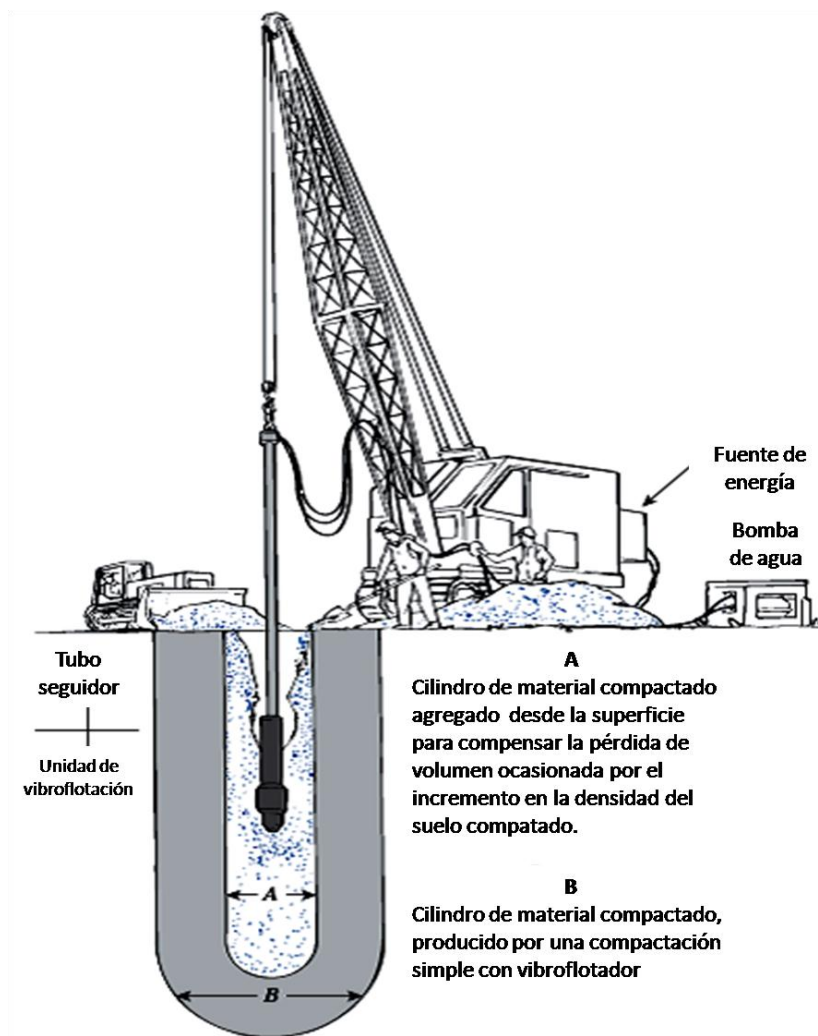


Figura 14: Unidad de vibro-flotación. Fuente: Braja Das M., Principios de la Ingeniería de Cimentaciones.

Mientras las vibraciones continúan se coloca el material granular en la parte superior del tubo, mismo que desciende hasta el fondo del orificio. Posteriormente se va retirando gradualmente el vibro flotador en tramos aproximados de 30cm, dejando actuar por 30 segundos en cada tramo, con esto se logra la compactación del material colocado y llegar al peso específico deseado. (Núñez Solís L.,2015).

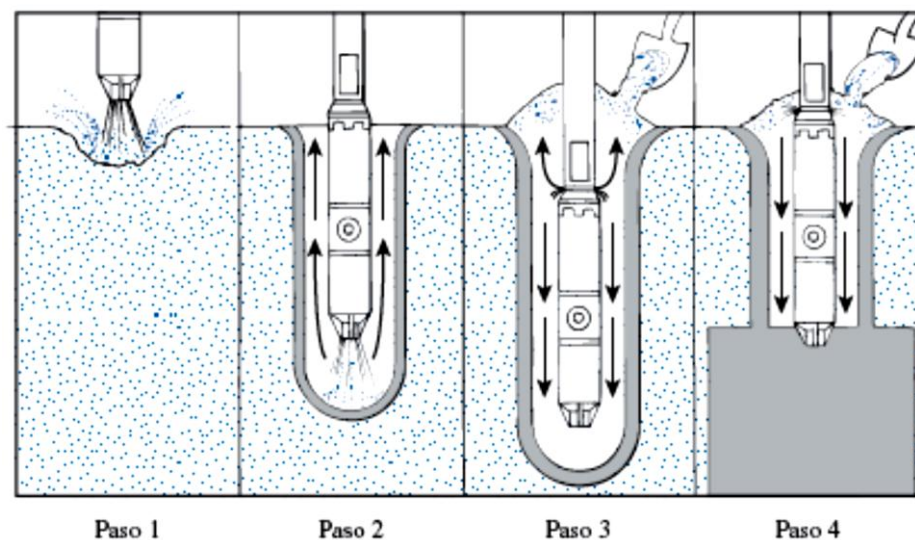


Figura 15: Proceso de vibro-flotación. Fuente: Braja Das M., Principios de la Ingeniería de Cimentaciones.

2.9.6 Método de estabilización.

Este método se emplea sobre suelos finos con el fin de mejorar sus características de resistencia y durabilidad, incrementar su impermeabilidad y disminuir los cambios volumétricos agilizando el proceso de construcción. Existen varias formas de estabilizar los suelos, empleando diferentes materiales como el cemento, cal y ceniza volátil, los mismos descritos brevemente a continuación.

2.9.6.1 Estabilización con cal.

Es uno de los materiales empleados para estabilizar suelos de grano fino; su aplicabilidad comprende a tipos de cal, como la cal hidratada con contenido alto de

calcio $[Ca(OH)_2]$ => "Hidróxido de calcio", cal viva calcítica (CaO) => "Óxido de calcio", cal dolomítica monohidratada $[Ca(OH)_2 \cdot MgO]$ y cal viva dolomítica, utilizadas en cantidades variables entre el 5 a 10%. Cuando se agrega cal a suelos arcillosos se genera un material cementante debido a reacciones químicas que se producen: intercambio de cationes y floculación-aglomeración, reacciones que permiten la formación de partículas de mayor tamaño y en consecuencia a) disminuye el límite líquido, b) aumenta el límite plástico, c) disminuye el índice de plasticidad, d) aumenta el límite de contracción, e) aumenta la trabajabilidad, y f) mejora las propiedades de resistencia y deformación del suelo. (Braja Das M., 2012).

Como ejemplos en los que la cal influye sobre suelos arcillosos se dan los siguientes:

<i>Clasificación AASHTO</i>	<i>0 % cal</i>		<i>5 % cal</i>	
	<i>Límite líquido</i>	<i>Índice de plasticidad</i>	<i>Límite líquido</i>	<i>Índice de plasticidad</i>
A-7-6 (18)	53	29	NP	NP
A-7-6 (19)	54	33	NP	NP
A-7-6 (19)	54	31	NP	NP
A-7-6 (17)	46	29	NP	NP

Tabla 5: Influencia de la cal en la plasticidad de la arcilla. Fuente: Braja Das M., Principios de la Ingeniería de Cimentaciones.

Entre las propiedades que destacan los suelos estabilizados con cal se tienen: con un 3 a 5% de cal y un curado de 28 días, las resistencias a la compresión simple pueden aumentar en 700 kN/m² o más, aumenta la resistencia a la tensión, aumenta el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson se reduce. (Braja Das M., 2012).

La estabilización con cal se puede realizar de tres maneras:

- Mezclando el suelo con la cantidad apropiada de cal en el emplazamiento para posteriormente compactarlo adicionando el agua.

- Mezclando el suelo con las cantidades apropiadas de cal y agua en la planta para luego se transportado y debidamente compactado.
- A través de la inyección de lechadas de cal en el suelo hasta una profundidad de 4 a 5 m.

2.9.6.2 *Estabilización con cemento.*

Con este material se puede estabilizar de forma más adecuada los suelos arcillosos y arenosos; de la misma forma que con cal, ayuda a disminuir el límite líquido y a aumentar el índice de plasticidad y la manejabilidad de suelos arcillosos, consiguiendo una estabilización efectiva cuando el límite líquido es menor que 50 o 45 y el índice de plasticidad menor que 25. (Braja Das M., 2012). Las cantidades óptimas de cemento para ciertos tipos de suelos se expresa a continuación:

<i>Clasificación AASHTO</i>	<i>Clasificación SUCS</i>	<i>Porcentaje de cemento en volumen</i>
A-2 y A-3	GP, SP y SW	6 - 10
A-4 y A-5	CL, ML y MH	8 - 12
A-6 y A-7	CL y CH	10 - 14

Tabla 6: Volumen de cemento requerido para la estabilización de varios tipos de suelos. Fuente: Braja Das M., Principios de la Ingeniería de Cimentaciones.

También ayuda a incrementar la resistencia de los suelos, aumentando conforme pasa el tiempo de curado. La siguiente tabla expone valores de compresión simple en suelos sin tratar y de mezclas de suelo - cemento con el 10% de cemento en peso.

Material	KN/m ²	Kg/cm ²
<i>Suelo sin tratar:</i>		
Arcilla, turba	Menos de 350	Menos de 3,5
Arcilla arenosa bien compactada	70 – 280	0,7 – 2,8
Grava, arena y mezclas arcillosas bien compactadas	280 – 700	2,8 – 7
<i>Suelo-Cemento (10% de cemento en peso):</i>		
Arcilla, suelos orgánicos	Menos de – 350	Menos de – 3,5
Limos, arcillas limosas, arenas mal graduadas, suelos ligeramente orgánicos	350 – 1050	3,5 – 10,5
Arcillas limosas, arcillas arenosas, arenas mal graduadas y gravas	700 – 1730	7 – 17,3
Arenas limosas, arcillas arenosas, arenas y gravas	1730 – 3460	17,3 – 34,6
Mezclas de arena-arcilla o grava-arena-arcilla bien graduadas, arenas y gravas	3460 – 10350	34,6 – 103,5

Tabla 7: Valores de resistencia a la compresión de suelos y mezclas de suelo-cemento. Fuente: Braja Das M., Principios de la Ingeniería de Cimentaciones.

"Los suelos granulares y los suelos arcillosos con baja plasticidad son los más adecuados para la estabilización con cemento. Las arcillas cálcicas se estabilizan fácilmente con cemento, mientras la arcillas sódicas e hidrogenadas, que son de naturaleza expansiva, se estabilizan con cal". (Braja Das M., 2012).

La colocación en el suelo se realiza de la misma forma que con la aplicación de cal, obteniendo el peso específico requerido con la cantidad predeterminada de agua.

2.9.6.3 Estabilización con ceniza volátil.

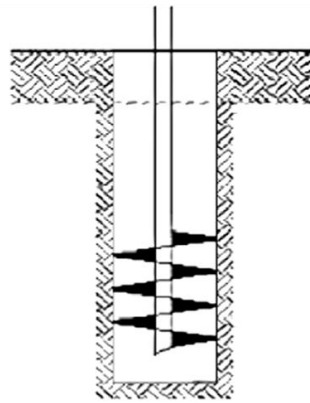
La ceniza volátil empleada para esta técnica es un polvo fino compuesto principalmente por sílice y alúmina, de origen puzolánica que combinada con cal hidratada genera material cementante para estabilizar suelos de índice plástico menor a 1, por lo tanto este tipo de cementación es efectivo para suelos granulares. (Braja Das M., 2012).

Para obtener mezclas efectivas, las proporciones adecuadas están entre el 10 a 35% de ceniza muy fina y de 2 a 10% de cal, compactándose en condiciones controladas y con cantidades apropiadas de agua.

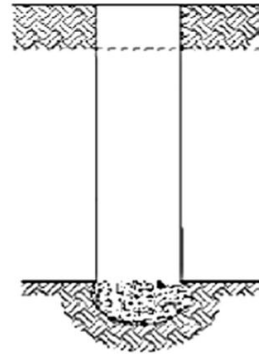
2.9.7 Uso de columnas de grava.

También denominado como el método de vibro-sustitución, es empleado sobre suelos cohesivos con el objetivo de incrementar la capacidad portante y disminuir los asentamientos por medio de grava entre 6 a 40mm. Existe dos procedimientos para realizar las columnas de grava: a) uno por vía húmeda en caso suelos cohesivos blandos relativamente impermeables, con paredes inestables y nivel freático alto, siendo necesario la para su ejecución un vibro flotador, que es una unidad vibratoria de 2m de longitud, con una abertura en su parte inferior por el que sale un chorro de agua para facilitar el ingreso hasta encontrar suelo suficientemente firme y, b) otro por vía seca en caso de suelos semi-saturados, cohesivos de paredes estables, sin nivel freático, en el que se utiliza únicamente aire y el peso propio del vibro flotador para realizar los agujeros. (Núñez Solís L.,2015).

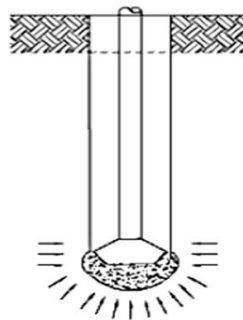
Una vez que se ha encontrado un suelo resistente, se extrae gradualmente el vibro flotador en longitudes entre 30 a 120cm, dejando caer grava al agujero y compactando adecuadamente cada una de las capas. El ingreso de la grava es igual ya sea por la vía húmeda o seca. Se recomienda una separación de 1.5m a 3m entre las columnas de grava, generalmente tienen un diámetro de 0.5 a 0.75m con una profundidad máxima de de 25m. Por último se debe añadir un colchón granular compactado de 60 a 100cm, con el propósito que las cargas se repartan uniformemente sobre las columnas y sirva de manto drenante.



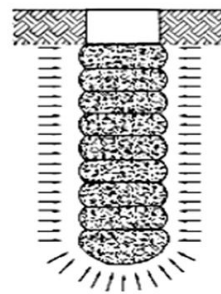
1. Hacer una Cavidad



2. Colocar piedra en el fondo de la Cavidad



3. Hacer un bulbo en el fondo. Densificar y verticalmente preesforzar los suelos matriz.



4. Hacer lados ondulados la plecha del Geopier.

Figura 16: Proceso constructivo de una columna de grava. Fuente: Núñez Solís L., 2015.

2.9.8 Uso de capas con material de mejoramiento.

Este método es aplicable en terrenos con excesiva humedad o suelos expansivos, consiste en la utilización de material pétreo, como bases sub-bases granulares, cuyas características son especificadas por el *Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MTOF 001-F, 2002)*, entre ellas, expansividades menores a 4%, densidades máximas mayores a 1400 kg/m³, L_i menores a 35%, IP menores a 9%, etc. Una vez que se haya realizado una limpieza adecuada del terreno se procede a transportar el material de mejores características y depositarlo en el terreno a mejorar, distribuido en capas uniformes para su posterior compactación, con el fin de obtener la densidad máxima.

Haciendo referencia al apartado 2.7 del presente trabajo en el que se expone los tres aspectos posibles de solucionar cuando se encuentra con suelo expansivo, se analizan propuestas enfocadas particularmente cuando la solución está en el terreno, es decir, se busca mejorar las características físicas y mecánicas del suelo de cimentación. Entre otros métodos se describen los siguientes.

2.9.9 Pre-humectación del suelo.

La teoría de "pre-humectar" se basa en permitir que el suelo se expanda antes de la construcción, para posterior a ella mantener la humedad del suelo evitando sus cambios volumétricos y con ello que la estructura sufra daños. Esto se corrobora al hecho que en las áreas cubiertas por una infraestructura (losa, contrapiso, pavimento, etc.) rara vez se presenta un decrecimiento de humedad. Este método no es muy empleado dado el tiempo que demanda para que el suelo llegue a una adecuada humectación, pues al menos necesita entre uno o dos meses, sin la haya la necesidad de llegar a la saturación. (Vélez Dávila P., 2012).

Ciertamente el método no proporciona la certeza de que toda el área "pre-humectada" obtenga una humedad uniforme. En el presente estudio se presentan los suelos arcillosos, que son suelos potencialmente expansivos muy difíciles de saturar, dado el hecho que el agua filtra a través de las fisuras, sin obtener una humectación uniforme. Cabe indicar que la utilización de este método conlleva a reducir significativamente los parámetros de resistencia del suelo, lo que lo hace inadecuado para cimentaciones aisladas; en cambio resulta beneficioso para cimentaciones con losas. (Vélez Dávila P., 2012).

2.9.10 Aislamiento del suelo de las variaciones de humedad.

Su procedimiento está centrado en el control de humedad. El suelo debe ser excavado a la misma profundidad que el peso del suelo contrarreste su levantamiento, se tenderá un material plástico sobre el área de excavación. La humedad alojada a una profundidad igual al cambio de volumen es controlada por el peso del material sobrepuesto y el peso de la estructura. La humedad superficial se podrá controlar mediante una capa de arena graduada de 0.30 a 1.0 m, permitiendo el flujo de agua en forma capilar y manteniendo una humedad uniforme en la arcilla.

Es relativamente sencillo extraer el agua que se ha introducido en la obra para la construcción de una cimentación con la implementación de drenajes sean superficiales o subterráneos, lo complicado es impedir que la humedad ingrese desde el exterior de un local hacia el interior de una área cubierta; para esto, según Vélez Dávila P., (2012), se puede disponer de:

- Barreras horizontales contra la humectación del suelo adyacente a la construcción a través de membranas, drenajes adecuados, veredas perimetrales o pavimentos asfálticos (ver Foto 28).
- Barreras verticales alrededor de la construcción para evitar las variaciones de humedad del suelo a través de membranas, hormigón, entre otros (ver Foto 28).

Las barreras verticales generalmente están unidas a una horizontal para evitar la humectación del suelo que se encuentra entre la barrera vertical y la construcción, en vista que las barreras verticales deben construirse de 70 a 100 cm alejadas del perímetro de construcción. Las barreras verticales son más efectivas y resultan más costosas.



Foto 13: Barrera horizontal y vertical para control de humedad del suelo. Fuente propia.

Para el control de la humedad por variación del nivel de agua subterránea, lo más factible es la construcción de drenajes subterráneos, considerando ciertos parámetros de diseño como el tipo de acuífero, el caudal que escurre por el mismo, profundidad del dren, capacidad del sistema de drenaje, etc.

3. Ensayos de campo y laboratorio.

3.1 Introducción.

La importancia del estudio de suelo radica en la capacidad portante que éste tenga para cualquier tipo de obra en la construcción. Generalmente en nuestro país se lo realiza en base al Ensayo de Penetración Estándar (S.P.T.) que se lo realiza en situ y el Ensayo Triaxial realizado en el laboratorio de suelos.(Naranjo Aguay H., 2010).



Foto 14: Ensayo SPT in situ con el equipo en operación, sector Nulti. Fuente propia.

Con la evolución de la tecnología han surgido nuevos métodos, en el Ecuador están siendo empleados estos métodos en base a la geofísica y mas acertadamente por Refracción Sísmica. (Naranjo Aguay H., 2010).

Los fundamentos para cada método son diferentes. El Geofísico es un método indirecto superficial que consiste básicamente en la utilización de un Sismógrafo, donde los datos obtenidos deben ser bien interpretados para tener correctos resultados. El método Triaxial consiste en la obtención de muestras inalteradas de suelo por medio de perforaciones con un tubo de pared delgada y su posterior ensayo en laboratorio y, el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) es un método semi-directo realizado en situ por

medio de perforaciones, obteniendo resultados que deben ser correlacionados y corregidos para su adecuada interpretación. (Naranjo Aguay H., 2010).

3.2 Granulometría (ASTM D 422-63).

El ensayo de granulometría consiste en separar de acuerdo a múltiples tamaños las partículas que constituyen un suelo. El proceso empleado en el presente proyecto es por medio de tamizado, generalmente utilizado en suelos gruesos, es decir, en aquellos cuyo porcentaje retenido en el tamiz N° 200 es superior al 50 %. Para esto se debe hacer pasar una muestra de suelo previamente lavada y secada a través de una serie de tamices, mismos que teniendo diferentes aberturas se dispondrán descendentemente formando una columna, en la parte superior estará el tamiz de mayor abertura hasta llegar a la parte inferior con el tamiz de menor abertura. (Juárez Badillo E., 2005). La Tabla 8 indica la abertura de los tamices así como el orden en el que se deberá disponer para el ensayo.

<i>Tamiz</i>	<i>Abertura (mm)</i>
3"	76,20
2"	50,80
3/2"	38,10
1"	25,40
3/4"	19,05
1/2"	12,70
3/8"	9,525
N°4	4,75
N°10	2,00
N°40	0,425
N°100	0,150
N°200	0,075

Tabla 8: Abertura de tamices. Fuente: Juárez Badillo E., 2005.

Los tamices que están resaltados son recomendados para realizar el ensayo de granulometría, acompañado de un fondo (bandeja) en el que se depositará el material que pasa el Tamiz N°200, porcentaje correspondiente a suelo fino.

Según Juárez Badillo E., (2005), la gradación del suelo se determina en función de los siguientes coeficientes:

- **Coefficiente de Uniformidad.-** calculado por la siguiente relación:

$$Cu = \frac{D60}{D10}$$

- **Coefficiente de Curvatura.-** calculado por la siguiente relación:

$$Cc = \frac{D30^2}{D60 \cdot D10}$$

Dónde:

D60 = Tamaño tal que en la curva granulométrica pasa el 60%.

D30 = Tamaño tal que en la curva granulométrica pasa el 30%.

D10 = Tamaño tal que en la curva granulométrica pasa el 10%.

De esta forma, dependiendo el tipo de suelo grueso (grava o arena) que se obtenga, se consideran bien gradados cuando sus coeficientes de uniformidad y curvatura recaen en los rangos siguientes:

<i>Tipo de Suelo</i>	<i>Coefficiente de Uniformidad Cu</i>	<i>Coefficiente de Curvatura Cc</i>
Grava	$Cu > 4$	$1 \leq Cc \leq 3$
Arena	$Cu > 6$	$1 \leq Cc \leq 3$

Tabla 9: Coeficientes de uniformidad y curvatura para suelos gruesos. Fuente: Juárez Badillo E., 2005.

3.3 Plasticidad.

La presencia de agua o humedad en el suelo tiene mucha repercusión sobre las propiedades mecánicas de un suelo. Todo suelo fino en la naturaleza contiene humedad, lo que hace que su resistencia disminuya con respecto al mismo suelo en estado seco. La variación creciente de humedad en un suelo seco, produce cambios en su consistencia; en primera instancia pasará de estado sólido a plástico, luego a fluido viscoso y por último a estado líquido, como lo mencionado, esta variación irá disminuyendo la resistencia hasta llegar a una resistencia nula, cuando el suelo presente un estado líquido. (Núñez Solís L., 2015). Este proceso se lo ilustra en la Figura 17.

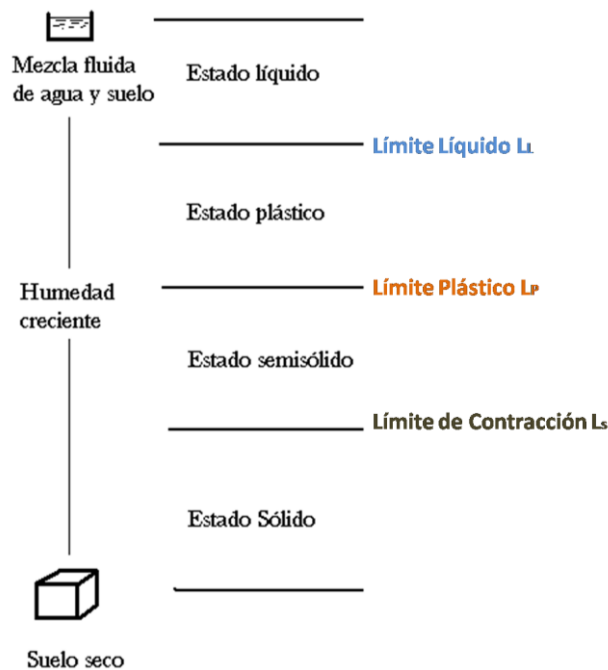


Figura 17: Relación agua - sólidos en suelo fino. Fuente: Propia.

En la figura existen valores de frontera entre estados de consistencia del suelo, los que son conocidos con el nombre de "Límites de Atterberg" en honor al científico sueco Albert Mauritz Atterberg. Estos límites son:

- **Límite líquido (LL).**- contenido de humedad que señala el paso de estado semi-líquido al estado semi-plástico o viceversa.
- **Límite plástico (LP).**- contenido de humedad que señala el paso estado semi-plástico a semi-sólido o viceversa.
- **Límite de contracción (LG).**- contenido de humedad con cual el suelo deja de contraerse, por más pérdidas de humedad que exista. (Núñez Solís L., 2015).

3.3.1 Determinación del límite líquido de un suelo (LL) (ASTM 423-66).

El cálculo del límite líquido se realiza con ayuda de un instrumento llamado Copa de Casagrande, con la que se ensayan muestras de suelos que pasan el Tamiz N°40 (0.425mm), a la que se agrega cantidades diferentes de agua hasta obtener una pasta uniforme. Este proceso consiste en colocar una cantidad de la pasta de suelo en la copa del instrumento formando una superficie plana horizontal con una espátula, luego se realiza una ranura con ayuda de Acanaladores generalmente trapezoidales, para posteriormente proceder a contar el número de golpes necesarios para que dicha ranura se junte en la parte inferior en una longitud aproximada de 1.27 cm, verificando siempre que la altura de caída de la copa sea exactamente 1.00 cm. por cada manivela que se dé. (Núñez Solís L., 2015).

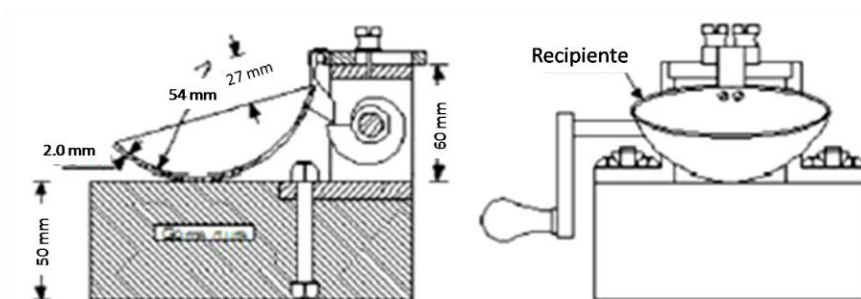


Figura 18: Copa de Casagrande. Fuente: Núñez Solís L., 2015.



Foto 15: Casagrande y acanalador. Fuente propia.

El límite líquido corresponde a la humedad del material (pasta) que se cierra en la longitud indicada de 1.27 cm en su parte inferior exactamente a los 25 golpes.

Con la dificultad que presenta de obtener justo los 25 golpes para determinar el límite líquido, es aconsejable realizar el ensayo por lo menos 4 veces a diferentes humedades, con un número de golpes necesarios para cerrar el canal en un rango entre 5 a 45, de este modo se obtienen 2 ensayos por debajo y dos sobre los 25 golpes, esto permitirá determinar el número de golpes y la humedad respectiva de cada ensayo para plasmar en un grafico denominado Curva de Fluidez, cuyo eje de abscisas registre el numero de golpes en escala logarítmica y el eje de ordenadas registre las humedades en escala aritmética. De esta forma se logra interpolar en la curva de fluidez la humedad respectiva a los 25 golpes.(Núñez Solís L., 2015).

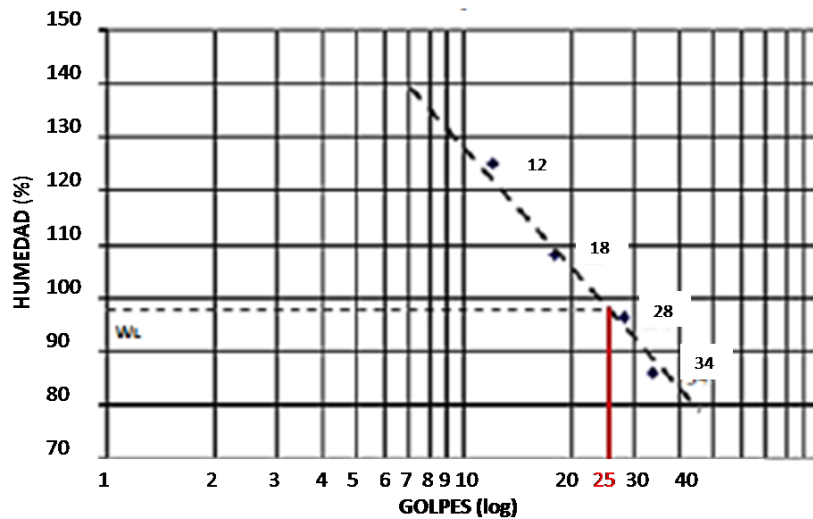


Figura 19: Determinación del Límite Líquido de un suelo a los 25 golpes. Fuente: Núñez Solís L., 2015.

3.3.2 Determinación del límite plástico de un suelo (LP) (ASTM 424-59).

Este proceso consiste en realizar ensayos de muestras de suelo que pasen el tamiz N°40 (0.425 mm) que con una humedad aproximada a la del límite líquido, se toma una pequeña cantidad de suelo y se moldea sobre una superficie limpia, lisa y seca con una velocidad de 60 a 90 ciclos/minuto con una presión constante hasta formar un rodillo de aproximadamente 3 mm. de diámetro. Se empezará a formar pequeñas grietas y fisuras sobre la superficie de este rodillo, lo que indica que se ha alcanzado el límite plástico del suelo. (Núñez Solís L., 2015).



Foto 16: Formación del cilindro. Fuente propia.

3.3.3 Determinación del índice de plasticidad (IP).

El Índice de Plasticidad resulta de la diferencia entre el Límite líquido y el Límite plástico anteriormente descritos y constituye la medida directa de la plasticidad de un suelo. (Núñez Solís L., 2015).

$$IP = LL - LP$$

Donde:

IP = índice de plasticidad.

LL = límite líquido.

LP = límite plástico.

Cuando el Índice de Plasticidad es cero, el suelo resulta ser No Plástico (NP), esto significa que el límite líquido y límite plástico del suelo son iguales.

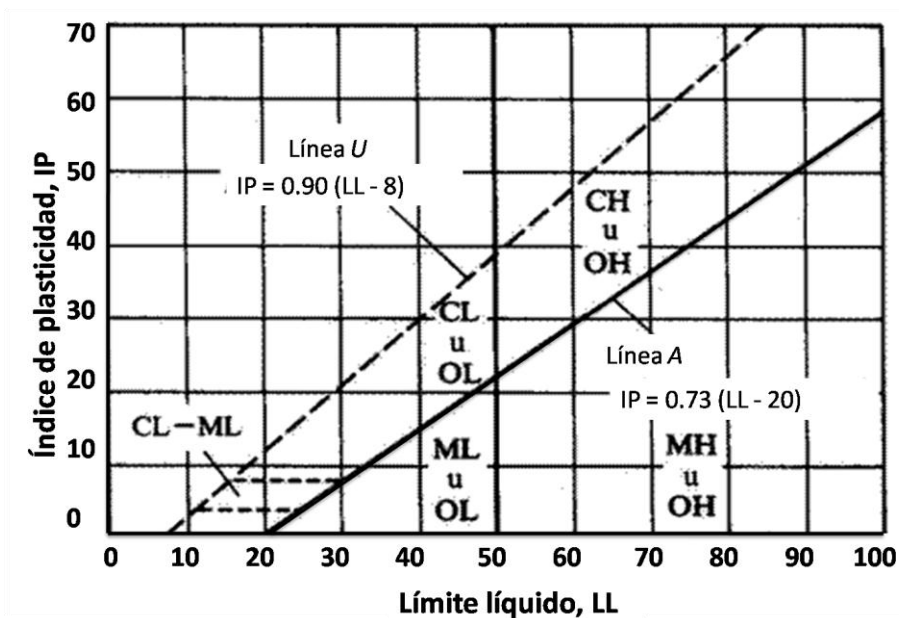


Figura 20: Carta de plasticidad de suelos finos. Fuente: Braja Das M., Principios de la Ingeniería de Cimentaciones.

3.4 Ensayo de corte directo (ASTM D 3080-72).

El suelo falla generalmente por el corte que se genera a raíz de la fricción entre las partículas de lo constituyen, más no falla a compresión como la mayoría de materiales. Para que se genere esa falla sobre el suelo, se requiere que el esfuerzo cortante aplicado sobre un punto cualquiera de la masa sea igual o a la resistencia al corte que ofrece dicho suelo. (Núñez Solís L., 2015).

Coulomb estableció una relación donde la resistencia al corte es directamente proporcional al esfuerzo normal efectivo, a través de la siguiente ecuación, conocida también como Criterio de Falla de Mohr-Coulomb. Se debe indicar que tanto la cohesión (c) como el ángulo de fricción (ϕ) son parámetros de resistencia al corte, mismos que se determinan en laboratorio con la ejecución del ensayo de corte directo.

(Núñez Solís L., 2015).

$$s = c + \sigma' \tan\phi$$

Donde:

s = *resistencia al corte.*

σ' = *esfuerzo normal efectivo en el plano de corte.*

c = *cohesión.*

ϕ = *ángulo de fricción.*

Para el ensayo de corte directo es necesario colocar la muestra en el interior de una caja de corte; está formada por dos partes, la inferior es fija mientras la superior es móvil. Primeramente se aplica una fuerza normal y seguidamente una fuerza horizontal sobre

la parte superior de la caja, con el fin de producir rozamiento entre las partículas y provocar la rotura de la muestra de suelo en el plano de falla. (Núñez Solís L., 2015).

Los esfuerzos obtenidos serán respectivamente calculados por las fórmulas siguiente:

$$\sigma' = N / A$$

$$s = R / A$$

Donde:

N = fuerza normal.

R = fuerza de corte.

A = área del plano de falla en la muestra.

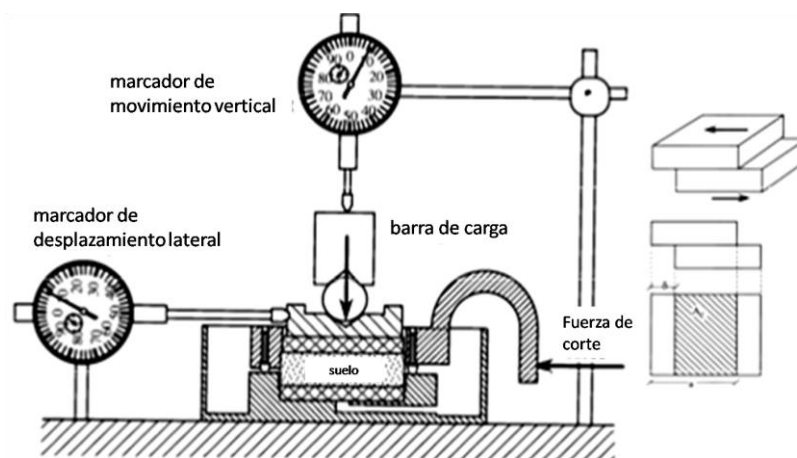


Figura 21: Diagrama del equipo de corte directo. Fuente: Mecánica de suelos y Geología.

De ser nulo el esfuerzo normal (σ') la única resistencia al esfuerzo cortante es la cohesión (c), calculada por medio de la proyección de la envolvente de falla; mientras el ángulo de fricción (ϕ), que es un dato característico de la resistencia al esfuerzo cortante, se lo determina en base a la pendiente de la envolvente de falla. Cabe señalar que el ángulo de fricción depende del tamaño, forma y uniformidad de las partículas del

suelo, del esfuerzo normal aplicado y del procedimiento de ensayo. (Núñez Solís L., 2015).

3.5 Capacidad portante en suelos.

La también denominada, Capacidad de Carga, es variable de acuerdo al tipo de suelo y a la zona dónde se encuentre ubicado, razón por la cual se recurre a distintos métodos de construcción para así garantizar la seguridad estructural del proyecto.(Núñez Solís L., 2015). La capacidad portante determina la resistencia de un suelo cuando cargas externas actúan sobre él, dependiendo de ciertos parámetros como:

- El tipo de suelo.
- La forma en que las cargas son transmitidas al suelo.

Como resultado de la aplicación de cargas externas se obtienen asentamientos, los cuales son admisibles hasta cierto punto en el que se aplica una carga máxima por unidad de área, denominada como Capacidad de Carga Última del suelo (q_u); cuando este valor es sobrepasado se desarrollan asentamientos excesivos que pueden producir la falla del suelo de cimentación. (Núñez Solís L., 2015).

En función del tipo de suelo y la forma en que las cargas son transmitidas, las fallas que el suelo de cimentación puede presentar son:

- Falla General por Corte.
- Falla por Corte Local.
- Falla por Punzonamiento.

Para la capacidad portante, tanto en cimentaciones superficiales como profundas, se establece los siguientes Factores de Seguridad Indirecta Mínimos (FSIM), cualquiera que sea la metodología utilizada con el criterio de resistencia al corte.

Condición	F.S.I.M. Admisible
Carga muerta + Carga viva normal	3
Carga muerta + Carga viva máxima	2,5
Carga muerta + Carga viva normal + Sismo	1,5

Tabla 10: Factores de seguridad indirectos mínimos (FSIM). Fuente: NEC 2014.

3.5.1 Falla general por corte.

Cuando se aplica una carga sobre una cimentación corrida que está sobre un suelo cohesivo firme o una arena densa, los asentamientos incrementarán gradualmente hasta llegar al valor de Carga Última del Suelo (q_u), punto en el que los asentamientos tienden a ser relativamente excesivos, conllevando a una falla repentina sobre el suelo, extendiéndose hasta la superficie del terreno natural. A esta falla se conoce como Falla General por Corte. (Núñez Solís L., 2015).

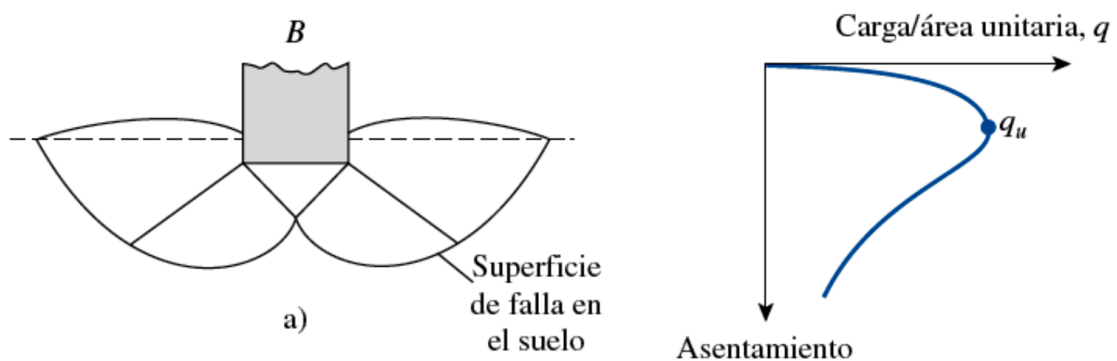


Figura 22: Falla general por corte. Fuente: Braja Das M., 2012.

3.5.2 Falla local por corte.

Considerando que la misma cimentación se apoya sobre un suelo arenoso o arcilloso medianamente compactado, los incrementos de carga generarán asentamientos que incrementarán gradualmente hasta llegar al valor de Carga por Unidad de área denominado Carga Primera de Falla (q_{u1}), punto a partir del cual con incrementos de carga, los asentamientos son acompañados por vibraciones repentinas hasta llegar al valor de Carga Última del Suelo (q_u), que como el caso anterior, los asentamientos comienzan a ser excesivos conllevando a una falla en el suelo denominada Falla Local por Corte. En este caso la falla no se extiende hasta la superficie del terreno, salvo que exista un movimiento considerable que provoque grandes vibraciones. (Núñez Solís L., 2015).

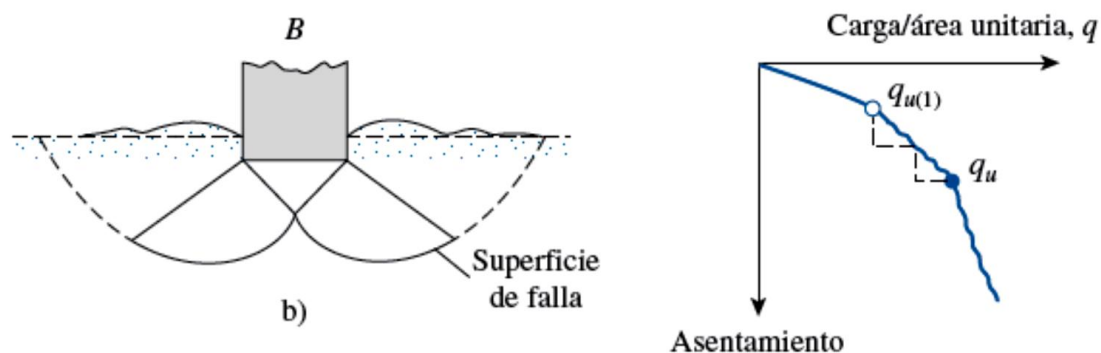


Figura 23: Falla local por corte. Fuente: Braja Das M., 2012.

3.5.3 Falla de corte por punzonamiento.

Para este caso se considera la misma cimentación pero apoyada sobre un suelo muy suelto, los incrementos de carga generarán asentamientos excesivos a partir del valor de Carga Última del Suelo (q_u), lo que conlleva a la falla del suelo denominada Falla de Corte por Punzonamiento. En este caso no existe posibilidad que la zona de falla se extienda hasta la superficie del terreno.

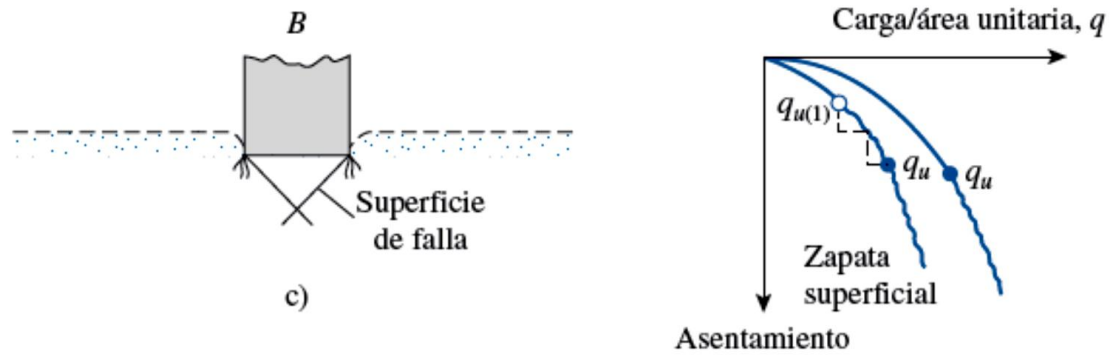


Figura 24: Falla de corte por punzonamiento. Fuente: Braja Das M., 2012.

3.6 Teorías de capacidad portante.

En el campo de la ingeniería geotécnica se llama capacidad portante a la capacidad del suelo para soportar las fuerzas aplicadas sobre él, es decir, es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el suelo de tal forma que no se produzca un fallo por cortante o un asentamiento diferencial excesivo del suelo. (Naranjo Aguay H., 2010).

Los principios en los que se basa la capacidad portante admisible pueden ser.

- Deberá calcularse la capacidad portante a partir de criterios de asiento admisible, si lo que se busca es un equilibrio entre la tensión aplicada al suelo y la deformación sufrida por el mismo.
- La capacidad portante se denominará carga de hundimiento, si la función del suelo de cimentación es soportar una determinada tensión independientemente de la deformación.

Terzaghi fue el primero en disponer una teoría para evaluar la capacidad de carga última de una cimentación superficial; esta supone que el suelo bajo una cimentación corrida experimenta una *Falla General de Corte*. La teoría considera que el suelo arriba de la base del cimiento solo produce un efecto de Sobrecarga Equivalente a $q = \gamma * Df$, en

donde γ es el peso específico de dicho suelo; por ende no se considera la resistencia al corte del suelo que queda por encima del nivel de cimentación. De esta forma, una vez que el suelo experimenta la falla general por corte, la zona de falla generada por debajo de la cimentación puede dividirse en tres zonas como se indica en la Figura 25. (Núñez Solís L., 2015).

Estas zonas pueden ser:

- Zona triangular bajo la cimentación ACD.
- Zonas de corte radial ADF y CDE.
- Zonas pasivas de Rankine AFH y CEG.

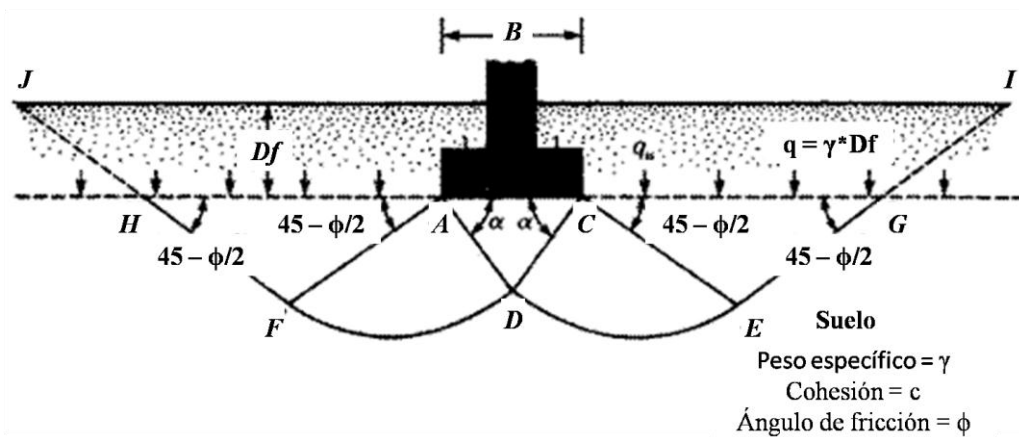


Figura 25: Distribución de la Capacidad Portante de suelo, (Terzaghi). Fuente: Braja Das M., 2012.

Del análisis de equilibrio, Terzaghi propone ecuaciones para calcular la Capacidad Portante Crítica (q_c) o Última en distintos tipos de zapatas de la siguiente manera, considerando el criterio de Falla General por Corte:

a) **Zapata continua:**
$$q_c = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

donde para este caso los factores de carga, N_c , N_q y N_γ son calculados mediante las siguientes expresiones:

$$N_c = \text{ctg } \phi \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] = \text{ctg } \phi (N_q - 1)$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - 1$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{\text{py}}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \tan\phi$$

Figura 26: Ecuaciones de cálculo para los factores de carga en caso de una zapata continua. Fuente: Núñez Solís L., 2015.

donde:

K_{py} = Coeficiente de empuje pasivo.

ϕ = Ángulo de fricción del suelo.

En caso de una zapata continua, los factores de capacidad de carga (N_c , N_q , N_γ) toman los siguientes valores en función del ángulo de fricción (ϕ) tabulados en la siguiente tabla:

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5,70	1,00	0,00	26	27,09	14,21	9,84
1	6,00	1,10	0,01	27	29,24	15,90	11,60
2	6,30	1,22	0,04	28	31,61	17,81	13,70
3	6,62	1,35	0,06	29	34,24	19,98	16,18
4	6,97	1,49	0,10	30	37,16	22,46	19,13
5	7,34	1,64	0,14	31	40,41	25,28	22,65
6	7,73	1,81	0,20	32	44,04	28,52	26,87
7	8,15	2,00	0,27	33	48,09	32,23	31,94
8	8,60	2,21	0,35	34	52,64	36,50	38,04
9	9,09	2,44	0,44	35	57,75	41,44	45,41
10	9,61	2,69	0,56	36	63,53	47,16	54,36
11	10,16	2,98	0,69	37	70,01	53,80	65,27
12	10,76	3,29	0,85	38	77,50	61,55	78,61
13	11,41	3,63	1,04	39	85,97	70,61	95,03
14	12,11	4,02	1,26	40	95,66	81,27	115,31
15	12,86	4,45	1,52	41	106,81	93,85	140,51
16	13,68	4,92	1,82	42	119,67	108,75	171,99
17	14,60	5,45	2,18	43	134,58	126,50	211,56
18	15,12	6,04	2,59	44	151,95	147,74	261,60
19	16,56	6,70	3,07	45	172,28	173,28	325,34
20	17,69	7,44	3,64	46	196,22	204,19	407,11
21	18,92	8,26	4,31	47	224,55	241,80	512,84
22	20,27	9,19	5,09	48	258,28	287,85	650,67
23	21,75	10,23	6,00	49	298,71	344,63	831,99
24	23,36	11,40	7,08	50	347,50	415,14	1072,80
25	25,13	12,72	8,34				

Tabla 11: Factores de capacidad de carga de Terzaghi. Fuente: Braja Das M., 2012.

Mientras cuando se tiene cimentaciones cuadradas o circulares, las ecuaciones son:

b) **Zapata cuadrada:** $q_c = 1.3 * c * N_c + \gamma * D_f * N_q + 0.4 * \gamma * B * N_\gamma$

c) **Zapata circular:** $q_c = 1.3 * c * N_c + \gamma * D_f * N_q + 0.3 * \gamma * D * N_\gamma$

Como indica Naranjo Aguay H., (2010), en base a las ecuaciones anteriores se desprende algunas observaciones en función de los tres componentes básicos presentes:

- Cada factor de capacidad de carga dentro de sus respectivos elementos considera las características friccionantes a través de ϕ .
- En el primer elemento se considera las características cohesivas del suelo mediante el valor de cohesión (c).

- En el segundo elemento se considera la profundidad de la zapata (D_f) así como el peso específico del suelo arriba de la cimentación (γ).
- En el tercer y último elemento se considera la geometría de la cimentación al incluir la dimensión de la zapata (B ó D) y el peso específico del suelo bajo de la cimentación.

En referencia a estas observaciones, se establece que la capacidad portante que ofrece un suelo es variable, dependiendo en sí de la características particulares del suelo (cohesión, peso específico y fricción) y de las características de la cimentación a construir (profundidad, ancho o diámetro).

Otros investigadores, como en caso de *Meyerhof*, ha propuesto modificaciones para la teoría de Terzaghi, dando mayor importancia a factores de profundidad y forma de la cimentación. Es justamente la fórmula de Meyerhof la más empleada en el medio, expresada de la siguiente forma: (Núñez Solís L., 2015).

$$q_c = C * N_c * s_c * d_c + \gamma * D_f * N_q * s_q * d_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma$$

donde:

Factores	Valor	para
Forma	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$	Cualquier ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Profundidad	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{L}$	Cualquier ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$

Donde $K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$; (B.L) = ancho y largo de la zapata.

Tabla 12: Ecuaciones de cálculo para los factores de forma y profundidad de Meyerhof. Fuente: Núñez Solís L., 2015.

Hansen (1970) propone una extensión de la fórmula de Meyerhof; las extensiones consisten en la introducción de **bi** que considera la eventual inclinación en la horizontal del nivel de cimentación y un factor **gi** para terreno en pendiente. Esta fórmula vale para cualquier relación D/B, ya sean cimentaciones superficiales o profundas; sin embargo el mismo autor introdujo algunos coeficientes para poder interpretar mejor el comportamiento real de la cimentación; sin éstos, de hecho, se tendría un aumento demasiado fuerte de la carga última con la profundidad. (Núñez Solís L., 2015).

$$q_c = C * N_c * s_c * d_c * i_c * g_c * + \gamma * D_f * N_q * s_q * d_q * i_q * g_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma * g_\gamma$$

donde:

Factores de forma	Factores de profundidad
$s_c' = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad \phi = 0^\circ$	$d_c' = 0.4k \quad \phi = 0^\circ$
$s_c = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
$s_c = 1.0$ para zapatas corridas	$k = \frac{D_f}{B}$ para $\frac{D_f}{B} \leq 1$
	$k = \arctan\left(\frac{D_f}{B}\right)$ para $\frac{D_f}{B} > 1$
	(k en radianes)
$s_q = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin\phi$ para todo ϕ	$d_q = 1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 k$
$s_\gamma = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$	$d_\gamma = 1.0$ para todo ϕ

B' y L' denotan dimensiones basales "efectivas".

Los valores anteriores son consistentes solo para cargas verticales

Tabla 13: Ecuaciones de cálculo para los factores de forma y profundidad de Hansen. Fuente: Núñez Solís L., 2015.

Vesic (1975) establece una fórmula análoga a la fórmula de Hansen, con N_q y N_c como en la fórmula de Meyerhof y N_γ como se indica a continuación:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) * \tan(\phi)$$

Los factores de forma y de profundidad que aparecen en las fórmulas del cálculo de la capacidad portante son iguales a los propuestos por Hansen; en cambio se dan algunas

diferencias en los factores de inclinación de la carga, del terreno (cimentación en talud) y del plano de cimentación (base inclinada). (Núñez Solís L., 2015).

Cualquiera de las teorías que se utilice para el respectivo cálculo, tratando de cimentaciones superficiales (zapatas aisladas, continuas y losas), en el informe geotécnico deberá constar la capacidad portante admisible q_{adm} a la profundidad recomendada para el desplante de la cimentación, siendo este parámetro determinado por:

$$q_{adm} = \frac{q_c}{F_s}$$

Donde:

q_c = capacidad de carga crítica o última.

F_s = factor de seguridad.

3.7 Presiones a mayor profundidad en el suelo.

El cálculo de la capacidad portante para el diseño de cimientos no es lo único importante, puesto que las presiones que genera una zapata no actúa solo en la superficie o a pocos centímetros de profundidad, sino que se extienden a mayores profundidades. La teoría de Boussines que se basa en el cálculo de curvas de igual presión en el suelo, permitiendo el análisis de presiones a profundidad que adoptan forma de bulbo y están en función de una compresión. (Núñez Solís L., 2015). En la siguiente figura se ejemplifica la variación aproximada de los bulbos de presión en función de la profundidad y de la carga aplicada.

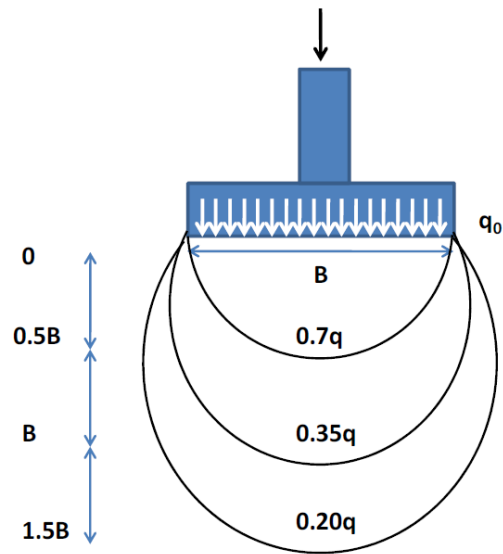


Figura 27: Distribución de presiones en el suelo bajo una zapata cuadrada en función de una carga aplicada q .
Fuente: Núñez Solís L., 2015

3.8 Asentamientos admisibles.

Todo material está propenso a sufrir deformaciones, sean estas plásticas o elásticas, cuando sobre ellos actúan fuerzas exteriores. La deformación elástica de un material se caracteriza por recuperar su estado original una vez que el esfuerzo deje de actuar, mientras que con una deformación plástica el material no recupera su forma original aún después que sea retirado el esfuerzo aplicado. Existe un estado medio entre estas deformaciones llamada deformación elasto - plástica, que se atribuye a ciertos materiales que no tienen definidas sus propiedades elásticas, caracterizándose por recuperar parcialmente su forma inicial una vez que el esfuerzo aplicado deje de actuar. (Núñez Solís L., 2015).

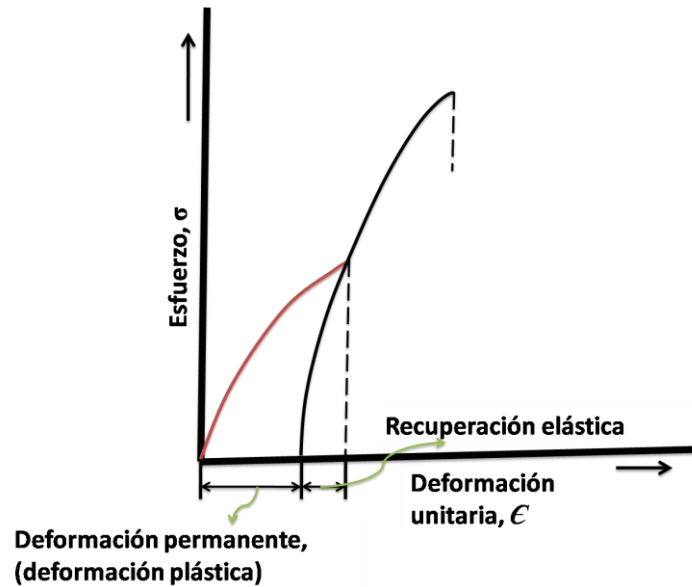


Figura 28: Deformación elástica y plástica de un suelo al aplicar y quitar un esfuerzo. Fuente: Braja Das M., Principios de la Ingeniería de Cimentaciones.

Las deformaciones que se dan en un suelo sometido a esfuerzos, como el peso de una vivienda, se manifiestan mediante asentamientos de dicha vivienda o cualquier otro cuerpo que esté apoyado sobre el suelo. Generalmente estos asentamientos se originan por:

- La reducción de vacíos al aplicar la carga.
- El cambio de forma que experimenta el suelo bajo condiciones de carga.

Los asentamientos dependen principalmente de los esfuerzos transmitidos por la cimentación sobre el suelo. En nuestro país, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2014), normativa vigente, en el Capítulo 6 describe la temática de Geotecnia y Cimentaciones, en la que establece que el asentamiento total (A_{Tot}) a ser calculado será el resultado de la suma de los siguientes tipos de asentamientos:

- Asentamientos inmediatos.
- Asentamientos por consolidación (primaria y secundaria).
- Asentamientos inducidos por sismos.

En la NEC (2014) se establecen relaciones para el cálculo del asentamiento tolerable que experimente la cimentación de una estructura durante un lapso de 25 años:

- Considerando las cargas muertas y 50% de cargas vivas máximas.
- Para construcciones aisladas 20cm.
- Para construcciones entre medianeros 10cm.

Entendiéndose por asentamiento diferencial la diferencia vertical entre dos puntos distintos de la cimentación, en la siguiente tabla se muestra los máximos asentamientos diferenciales en función de distancia que separa los apoyos o columnas.

<i>Tipo de construcción</i>	<i>Δ_{max}</i>
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/1000
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	L/500
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L/300
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L/160

Tabla 14: Valores máximos de asentamientos diferenciales, en función de la distancia entre apoyos o columnas, L. Fuente: NEC 2014.

3.8.1 Asentamientos inmediatos.

Son aquellos asentamientos generados de forma inmediata al aplicar cargas sobre un suelo o generados durante la etapa de construcción de la obra. Para el cálculo de estos asentamientos se recomienda utilizar la teoría elástica, que incluye los parámetros de deformación, como el Módulo de Elasticidad (E_s) y el Coeficiente de Poisson (μ_s), estos últimos obtenidos a partir de correlaciones de ensayos de penetración estándar

SPT y penetración estática con cono CPT, (Núñez Solís L., 2015). Tal correlaciones se indica en la Tabla 15, o de no disponer de los ensayos se pueden también considerar valores establecidos según el tipo de suelo según se indica en la Tabla 16:

SUELO	SPT	CPT
Arena (Normalmente consolidada)	$E_s = 500(N + 15)$ $= 7000 \sqrt{N}$ $= 6000N$ --- $\ddagger E_s = (15\,000 \text{ to } 22\,000) \cdot \ln N$	$E_s = (2 \text{ to } 4)q_u$ $= 8000 \sqrt{q_c}$ --- $E_s = 1.2(3D_r^2 + 2)q_c$
Arena (Saturada)	$E_s = 250(N + 15)$	$*E_s = (1 + D_r^2)q_c$ $E_s = Fq_c$ $e = 1.0 \quad F = 3.5$ $e = 0.6 \quad F = 7.0$
Arena (Normalmente Consolidada)	$\nabla E_s = (2600 \text{ to } 2900)N$	
Arena (Sobre-consolidada)	$\dagger E_s = 40\,000 + 1050N$	$E_s = (6 \text{ to } 30)q_c$
Arena Gravosa	$E_{s(\text{OCR})} \approx E_{s,nc} \sqrt{\text{OCR}}$ $E_s = 1200(N + 6)$ $= 600(N + 6) \quad N \leq 15$ $= 600(N + 6) + 2000 \quad N > 15$	
Arena Arcillosa	$E_s = 320(N + 15)$	$E_s = (3 \text{ to } 6)q_c$
Limo, Arena Limosa, o Arcilla Limosa	$E_s = 300(N + 6)$	$E_s = (1 \text{ to } 2)q_c$
	Si $q_c < 2500$ kPa usar ${}^{\S}E'_s = 2.5q_c$ $2500 < q_c < 5000$ usar $E'_s = 4q_c + 5000$ dónde: $E'_s = \text{Módulo de Contracción} = \frac{E_s(1 - \mu)}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)} = \frac{1}{m_v}$	
Arcilla blanda o Arcilla limosa		$E_s = (3 \text{ to } 8)q_c$

Tabla 15: Correlaciones para el E_s en base a ensayos SPT Y CPT. Fuente: Braja Das M., Principios de la Ingeniería de Cimentaciones.

Donde:

E_s = módulo de elasticidad del suelo (KPa).

q_c = resistencia a la penetración del cono.

N = número de penetración estándar en campo para N_{55} .

Parámetros elásticos de varios suelos		
Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, E_s (MN/m ²)	Razón de Poisson, μ_s
Arena Suelta	10,35 – 24,15	0,20 – 0,40
Arena densa media	17,25 – 27,60	0,25 – 0,40
Arena densa	34,50 – 55,20	0,30 – 0,45
Arena limosa	10,35 – 17,25	0,20 – 0,40
Arena y grava	69,00 – 172,50	0,15 – 0,35
Arcilla blanda	4,10 – 20,70	
Arcilla media	20,70 – 41,40	0,20 – 0,50
Arcilla dura	41,40 – 96,60	

Tabla 16: Parámetros elásticos según el tipo de suelo. Fuente: Braja Das M., Principios de la Ingeniería de Cimentaciones.

El Módulo de Elasticidad es variable a razón de la profundidad del suelo, es decir, a mayor profundidad de un suelo, mayor es su módulo de elasticidad, factor que afecta a la curva esfuerzo - deformación. En cuanto al asentamiento inmediato, éste se determina considerando una fuerza neta por unidad de área (q_0) en una cimentación superficial, sea esta flexible o rígida. (Núñez Solís L., 2015).

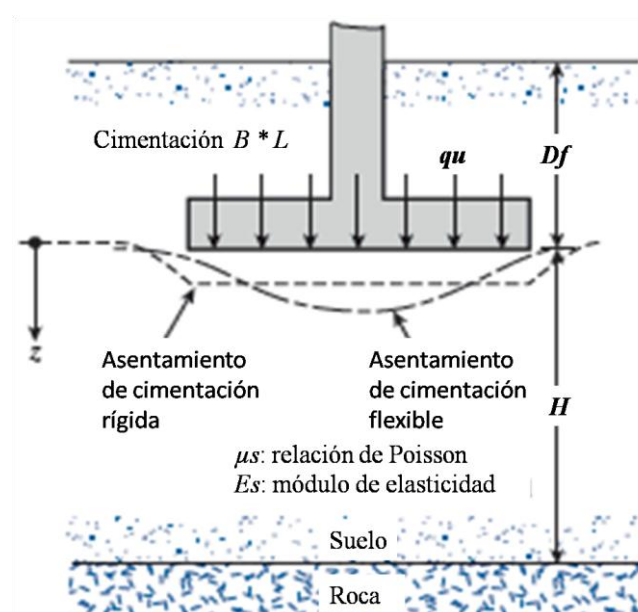


Figura 29: Asentamiento elástico de cimentación flexible y rígida. Fuente: Braja Das M., Principios de la Ingeniería de Cimentaciones.

El asentamiento para una *CIMENTACIÓN FLEXIBLE*, considerando una profundidad de cimentación igual a cero ($D_f = 0$) y una altura ($H = \infty$) será:

En la esquina:

$$Se = \frac{Bq_0}{Es} (1 - \mu_s^2) \frac{\alpha}{2}$$

En el centro:

$$Se = \frac{Bq_0}{Es} (1 - \mu_s^2) \alpha$$

Promedio:

$$Se = \frac{Bq_0}{Es} (1 - \mu_s^2) \alpha_{prom}$$

Donde

Se = asentamiento elástico.

Es = módulo de elasticidad del suelo.

μ_s = coeficiente de Poisson del suelo.

q_0 = carga neta por unidad de área.

Para calcular el valor de α se emplea la siguiente fórmula:

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1 + m^2} + m}{\sqrt{1 + m^2} - m} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1 + m^2} + 1}{\sqrt{1 + m^2} - 1} \right) \right]$$

$$m = L/B$$

Donde:

L = longitud de la cimentación.

$B =$ ancho de la cimentación.

También el valor de α puede obtenerse de la siguiente figura, mediante la relación de la longitud y el ancho de la cimentación:

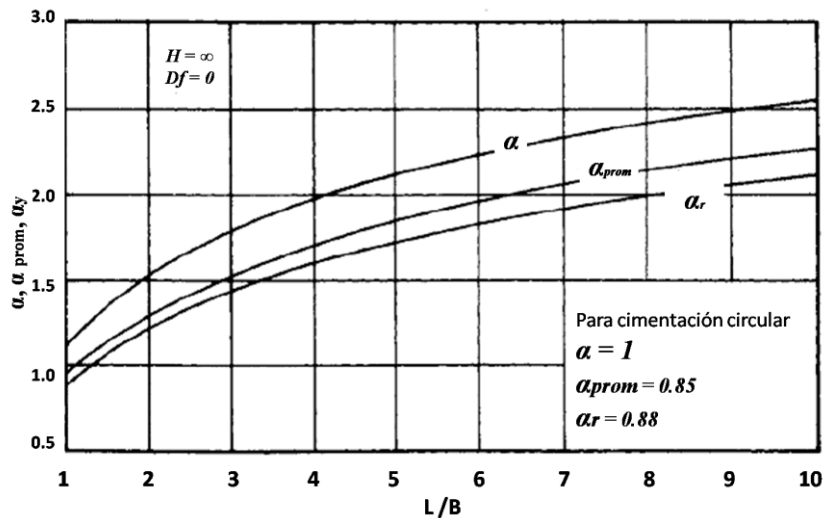


Figura 30: Valores de α en función de L/B . Fuente: Braja Das M., Principios de la Ingeniería de Cimentaciones.

Mientras el asentamiento para una **CIMENTACIÓN RÍGIDA** será calculado por medio de la siguiente fórmula:

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r$$

3.8.2 Asentamientos por consolidación.

Según indica la NEC (2014), son aquellos asentamientos producidos con el paso del tiempo sobre un suelo cohesivo saturado sometido a una carga creciente. Estos asentamientos pueden subdividirse en:

- Asentamientos por consolidación primaria.
- Asentamientos por consolidación secundaria.

3.8.2.1 Asentamientos por consolidación primaria.

Son asentamientos que sufre un suelo sometido a carga ocasionando que el agua contenida en los vacíos del suelo sea expulsada, conllevando a un cambio volumétrico. (NEC, 2014).

3.8.2.2 Asentamientos por consolidación secundaria.

Son asentamientos que sufre un suelo por acomodamiento plástico de la estructura del suelo, generalmente ocurre luego que se haya producido la consolidación primaria. (NEC, 2014).

Estos asentamientos tienen mayor importancia que los primarios cuando se trata de suelos orgánicos y de suelos inorgánicos altamente compresibles, mientras que los primarios tendrán más importancia cuando se trate de arcillas inorgánicas pre-consolidadas, en vista que su índice de compresión secundaria es muy pequeño.

3.8.3 Asentamientos por sismos.

Son asentamientos por causa de carga sísmica, que ocasiona deformaciones volumétricas permanentes en el suelo de cimentación. Como indica la NEC (2014), para determinar estos asentamientos se deben emplear procedimientos empíricos o semi-empíricos, basados en modelos numéricos aplicando la técnica de elementos finitos que consideren los parámetros de la presión de poro y degradación cíclica de la rigidez.

Martin, Finn y Seed (1974), exponen la siguiente fórmula para su cálculo:

$$\Delta\varepsilon_v = c_1(\gamma - c_2\varepsilon_v) + \frac{c_3\varepsilon_v^2}{\gamma + c_4\varepsilon_v}$$

Donde:

$\Delta\varepsilon_v$ = cambio en la deformación volumétrica (%).

γ = equivalente de la amplitud de la deformación angular (%).

c_1, c_2, c_3, c_4 = parámetros de ajuste del modelo (dependen de la compacidad relativa y de las características del grano que constituye el suelo).

3.9 Método convencional basado en el ensayo de penetración estándar S.P.T.

3.9.1 Descripción general del método.

El Ensayo de Penetración Estándar (Standard Penetration Test) S.P.T. es un método convencional basado en ensayos in situ, que permite obtener las propiedades ingenieriles de los suelos para su posterior aplicación a los problemas geotécnicos. (Naranjo Aguay H., 2010).

Para su correcta aplicación e interpretación, este método está debidamente normado en el nuestro país a través de la Norma Técnica Ecuatoriana INEN 689, basada al mismo tiempo en la Norma AASHTO T 206-74 y la Norma ASTM D1586-84.

El ensayo consiste en hincar en el suelo un penetrómetro normalizado, que con ayuda de un martillo se golpea la parte superior de dicha barra de perforación con el fin de introducirlo en el suelo y así obtener muestras alteradas de distintos estratos a diferentes profundidades lo cual nos permitirá realizar un conocimiento geotécnico del suelo y al mismo tiempo estimar el valor de su capacidad portante. (Núñez Solís L., 2015)

La Norma INEN 689 dispone lo siguiente:

- Que el diámetro de la perforación debe estar comprendido en 60 y 150 mm.

- Que para este ensayo , la excavación o la limpieza de ella no debe realizarse por el procedimiento de inyección de agua a través del muestreador, ni se usarán brocas o barrenas de descarga de fondo, pero sí de descarga lateral.
- Que si se perfora con chiflón de agua, se lo deberá suspender por lo menos 10 cm. antes de alcanzar la cota deseada para el ensayo, con el fin de no alterar el contenido natural de agua del suelo sometido al estudio.

La ejecución de este ensayo se ve afectado por una serie de factores que influyen en los resultados; por lo tanto el conocer sobre estas variables es primordial para una correcta interpretación de los resultados del ensayo. (Naranjo Aguay H., 2010).

Si bien se denomina "estándar", este método tiene un número considerables de variables, como es el caso de la energía entregada a las muestra que dependerá del equipo empleado, por lo que es necesario usar factores de corrección para expresar los resultados de forma correcta en función de dicha energía entregada. Generalmente el resultado es corregido por la energía aplicada, por la profundidad y por otras causas menores como capa de agua, diámetro de perforación, peso de barras, entre otras. La mayor importancia de este método radica en las correlaciones empleadas en el campo y en el laboratorio, que permitan relacionar de forma aproximada la compacidad, el ángulo de fricción interna y la resistencia a la compresión simple en arcillas, con el número de golpes necesarios para lograr lo profundidad especificada.(Naranjo Aguay H., 2010).

3.9.2 Instrumental.

La Norma INEN 689 dispone del siguiente instrumental para determinar la resistencia a la penetración in situ:

Equipo de perforación.- se acepta cualquier equipo de perforación, hincado y accesorios que permitan una limpieza del pozo, sin que altere el suelo antes de la inserción del muestreador.



Foto 17: Equipo de perforación por percusión, de funcionamiento mecánico. Fuente propia.

Muestreador o tubo partido.- deben tener las características y dimensiones que se indica en la Figura 31.

$$Se = \frac{Bq_0}{Es} (1 - \mu_s^2) \alpha$$

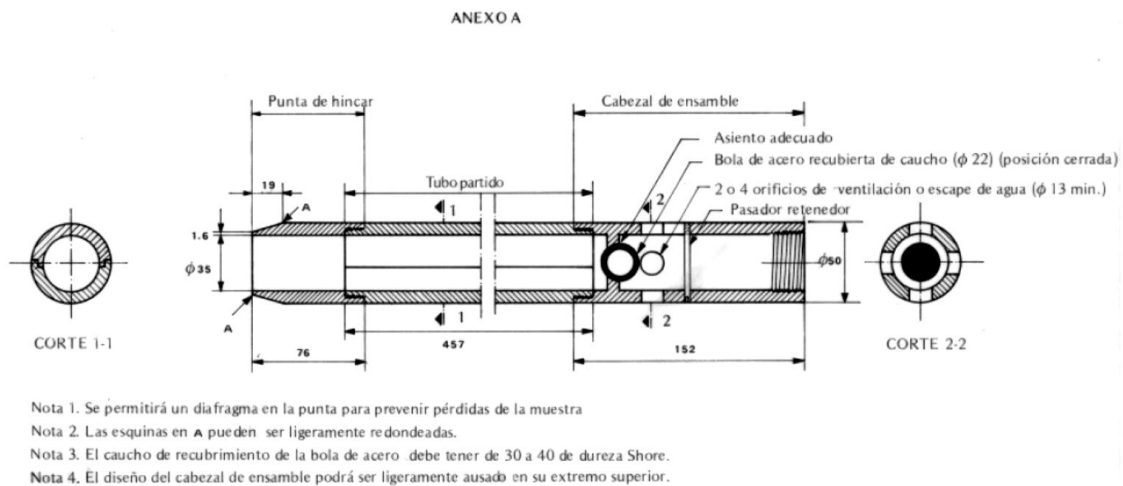


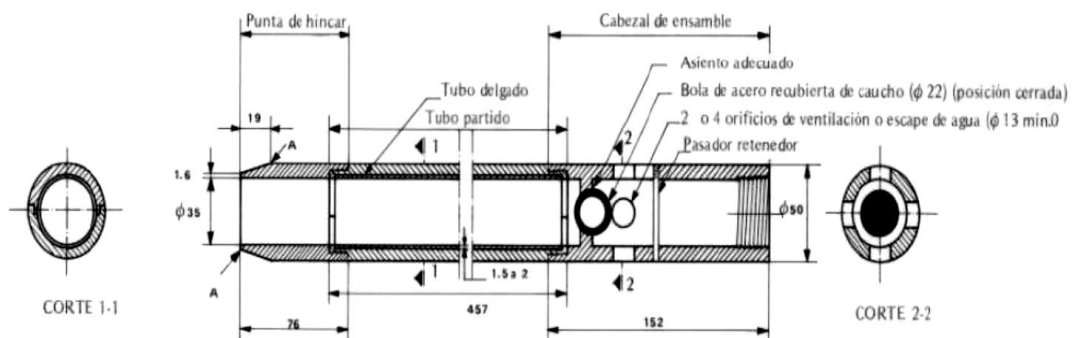
Figura 31: Muestreador partido (dimensiones en mm). Fuente: NTE INEN 689.

La punta de hincado debe ser de acero al cromo tungsteno (acero duro) y el cabezal de ensamble debe tener entre dos y cuatro orificios de ventilación.



Foto 18: Muestreador tipo cuchara partida de 5 cm. de diámetro. Fuente propia.

Como segunda alternativa, se puede utilizar un tubo partido con las características y dimensiones indicadas en la Figura 32, que tiene una pequeña cavidad en la que se introduce un tubo delgado de bronce, acero o plástico rígido, en el cual se recibe la muestra de suelo permitiendo su manipuleo y traslado con la seguridad adecuada. Generalmente este muestreador se utiliza cuando el suelo es arcilla y se desea extraer muestras con menor grado de alteración.



- Nota 1. Se permitirá un diafragma en la punta para prevenir pérdidas de la muestra.
- Nota 2. Las esquinas **A** pueden ser ligeramente redondeadas.
- Nota 3. El caucho de recubrimiento de la bola de acero debe tener de 30 a 40 de dureza Shore.
- Nota 4. El diseño del cabezal de ensamble podrá ser ligeramente ausado en su extremo superior.

Figura 32: Muestreador partido con tubo delgado (dimensiones en mm) . Fuente: NTE INEN 689.

Dispositivo para aplicación de la carga.- debe tener características tales que permitan aplicar la carga de forma dinámica, sin que pierda su energía. Está constituido de:

- un martinete de 65 Kg. de masa total;
- una barra rígida de acero que sirve de guía en la caída del martinete;
- un vástago ensanchado o cabeza de golpe, de acero al cromo tungsteno (acero duro).
- dispositivo para accionar el martinete;
- barras de perforación del diámetro AW o similar y para profundidades superiores a 15 m. se recomienda de diámetro BW o similar. Esta nomenclatura de las barras de perforación se ha tomado de la D.C.D.M.A. (Diamond Core Drill Manufactures Association).



Foto 19: Martinete de 65 Kg. y la barra guía de acero. Fuente propia.

Equipo accesorio.- está constituido de etiquetas, hojas de datos, libreta de campo, recipientes o fundas para muestras, parafina sellante además de otras herramientas y accesorios necesarios para identificar y despachar adecuadamente las muestras.

3.9.3 Preparación previa al ensayo.

La Norma INEN 689 indica los pasos a seguir:

- Realizada la perforación a la profundidad deseada para ensayo, se limpia el pozo, teniendo extremo cuidado que el material a muestrear no resulte alterado por dicha operación.
- En caso de suelos sin cohesión, poco cohesivos o muy blandos, se debe asegurar la estabilidad de la paredes del pozo entibando el mismo, mediante tubos o cualquier otro método que se considere adecuado.
- En caso de arenas o limos saturados, las herramientas de perforación deben retirarse lenta y cuidadosamente para impedir el derrumbamiento de las paredes del pozo, y mantener el agua de inyección sobre el nivel freático.
- No se debe entibar la perforación a una profundidad mayor a la que se va a tomar la muestra.



Foto 20: Motor empleado para elevar la carga. Fuente propia.

3.9.4 Procedimiento de ensayo.

La NTE INEN 689 establece un orden de las actividades a seguir con el propósito de obtener los resultados adecuados, entre ellos se citan:

- Después de apoyar el muestreador en el fondo del pozo perforado, se procede a hincarlo mediante golpes del martinete lanzado en caída libre desde unos 75 +/- 5 cm. sobre la cabeza de golpe. Para mantener una caída uniforme se puede marcar en la barra guía los 70, 75 y 80 cm. sobre la cabeza de golpe.
- Para levantar el martinete se aconseja usar cabo de manila o similar, y en caso que sea de acción mecánica, el cabo no debe enrollarse más de dos vueltas en el malacate.
- Debe cuidarse la verticalidad de que la barra guía del martinete, asegurando que la energía de los golpes no se vea disminuida con la fricción del martinete con dicha barra.
- Se debe realizar una primera penetración de 15 cm. considerada como un proceso de preparación y ajuste para el ensayo, por lo que el número de golpes en esta fase es únicamente un valor relativo de orientación.
- Entonces se inicia el ensayo contando el número de golpes (N) necesarios para penetrar el muestreador 30 cm., registrando separadamente el hincado cada 15 cm., lo que determinará la resistencia a la penetración de un suelo.

Si el proceso de hincar este tramo se sobrepasan los 50 golpes sin que hubiese penetrado la longitud indicada (30 cm.), se anotará el número de golpes y la longitud penetrada.

- Una vez hincado, se debe girar por lo menos dos revoluciones antes de la extraer el muestreador, con el fin de cortar la muestra de suelo por el fondo. Se extrae entonces el muestreador a la superficie, se lo abre y se determina la longitud de la muestra recuperada, se retira la muestra de suelo desechado la parte superior considerada no representativa.

Se describirá la muestra según lo establecido en la Norma INEN 693, luego se la debe acondicionar y cerrar herméticamente en un envase apropiado para su envío a laboratorio. En caso de emplear el muestreador de tubo delgado, este será retirado, enrasado y sellado para su envío a laboratorio.

Los recipientes que contengan la muestras a ser analizadas deben etiquetarse correctamente para poder ser identificadas. Estas etiquetas deben ser protegidas con forros plásticos y constarán los siguientes datos:

- a) Designación del trabajo;
- b) Número de perforación;
- c) Número de muestra;
- d) Profundidad de excavación;
- e) Número de golpes (N) y todo dato adicional que facilite el reconocimiento.



Foto 21: Obtención y acondicionamiento de la muestra. Fuente propia.

3.9.5 Informe de resultados.

Según la NTE INEN 689 los datos obtenidos en el sondeo deber ser registrados tanto en el campo como en el informe que el técnico encargado debe presentar, debiendo contar de los siguientes apartados:

- a) Nombre y localización del proyecto a la que pertenezca la perforación;
- b) Nombre del técnico responsable;
- c) Fechas de inicio y fin de la perforación;
- d) Número de identificación de la perforación;
- e) Croquis de localización de la perforación;
- f) Cota de la boca de la perforación y espesor de los distintos estratos encontrados;
- g) Localización el nivel freático y las zonas de filtración, en caso de encontrarse;
- h) Diámetro del tubo de entubamiento y profundidad del pozo entibado;
- i) Tipo de muestreador;
- j) Número de cada muestra;
- k) Profundidad y/o cota de extracción;
- l) Método de avance de la perforación;
- m) Número parcial de golpes por cada 15 cm de penetración;
- n) Número total de golpes (N) para los 30 cm. finales de penetración, o su longitud penetrada cuando haya superado 50 golpes.
- o) Porcentaje o longitud de la muestra recuperada, y
- p) Descripción del suelo.

Los resultados, observaciones y características adicionales que se haga con respecto al ensayo deben ser registrados en forma ordenada, para lo cual se tiene un formato tipo de la hoja de registro que se indica en Figura 33.

La norma ASTM dispone ciertas características para determinados elementos, entre ellos se citan los siguientes:

- Un martinete de 63.5 Kg;
- Altura de caída = 76 cm;
- Sacamuestras: diámetro externo = 50 mm.
 diámetro interno = 35 mm.
- Mecanismo de sogas y malacate para la liberación del martinete;
- Barras guía;
- Cabeza de golpeo.
- Variante con diámetro interno de 38 mm.
- Tubo portamuestras con diámetro interno mínimo de 35 mm.

Se determina que el sondeo (toma de muestra) es rechazo de acuerdo a las siguientes alternativas:

- Con un total de 50 golpes aplicados durante cualquiera de las carreras de 15 cm.
- Cuando se tenga un total de 100 golpes acumulados.
- Cuando el sacamuestras no muestre ningún avance con 10 golpes consecutivos del martinete.

Este método tiene su aplicabilidad en relación con los parámetros del subsuelo, pues según la investigación realizada y en tomando de referencia trabajos realizados in situ anteriormente, se establece la siguiente tabla:

<i>Indicadores de la calidad del suelo</i>	<i>Aplicabilidad del método SPT</i>
Ángulo de fricción	C
Resistencia al corte	C
Tipo de suelo	B
Perfil estratigráfico	B

Densidad relativa	B
Módulos E y G	C
Compresibilidad	C
Consolidación	N
Permeabilidad	N
Curva $\sigma - \varepsilon$	N
Presión neutra	N
Relación de pre-consolidación	N
Resistencia a la licuefacción	A

Tabla 17: Aplicabilidad del método SPT. Fuente: Naranjo Aguay H, 2010.

donde:

A: aplicabilidad alta.

B: aplicabilidad media.

C: aplicabilidad limitada.

N: no aplicable.

3.11 Relación de la capacidad portante con el número de golpes (N).

Como ya se mencionó, el ensayo del SPT es un método indirecto con el que se obtiene, entre otros indicadores de la calidad del suelo, su capacidad portante relacionando el número de golpes dado por un martinete y la longitud que se logra hincar con ellos en un suelo. Se debe acotar que los resultados serán más precisos cuanto mayor sea la experiencia de quien interpreta los datos obtenidos a través del ensayo, ya que la abundante bibliografía referente al tema no proporciona correlaciones concisas con los parámetros geotécnicos obtenidos, siendo netamente empíricas. Es así, que en base a los datos obtenidos del ensayo de penetración estándar (SPT) muchos investigadores establecen ciertos parámetros geotécnicos como son: densidad, módulo de Young o ángulo de fricción interno, entre otros. (Naranjo Aguay H., 2010).



- **Densidad relativa (D_r) para suelos friccionantes no cohesivos:** los métodos de Terzaghi - Peck (1948) y Skempton (1986) son los utilizados para estimar la densidad relativa de las arenas. El ensayo del SPT correlaciona sus resultados con algunos parámetros de los suelos, en el mejor de los casos si se trata de arenas. Justamente en Terzaghi y Peck es donde se hace referencia el uso del SPT en arenas, representadas en una tabla que correlaciona el valor normalizado de N_{SPT} (N_{60}) con la densidad relativa de arenas. (Naranjo Aguay H., 2010). La Tabla 18 presenta dicha correlación.

(N_{60})	D_r (%)	Compacidad
0 - 3	0 - 15	Muy suelta
3 - 8	15 - 35	Suelta
8 - 25	35 - 65	Medianamente densa
25 - 42	65 - 85	Densa
42 - 58	85 - 100	Muy densa

Tabla 18: Correlación entre el valor normalizado N_{60} y la densidad relativa del terreno, Terzaghi - Peck. Fuente: Naranjo Aguay H., 2010.

Hunt es quien propone otra correlación entre N_{SPT} y la densidad relativa, expresada en Tabla 19.

N_{SPT}	Densidad relativa (D_r)
< 4	< 0,15
4 - 10	0.15 - 0.35
10 - 30	0.35 - 0.45
30 - 50	0.45 - 0.58
> 50	0.58 - 1.00

Tabla 19: Correlación entre el valor normalizado N_{SPT} y la densidad relativa del terreno, Hunt. Fuente: Naranjo Aguay H., 2010.

Gibbs-Holtz (1957), propone otro método para determinar la densidad relativa del terreno, relacionando la resistencia a la penetración (N) y la presión vertical

efectiva (σ'_{v0}), teoría que Meyerhof (1957), profundizo y dedujo la siguiente expresión matemática:

$$Dr = \sqrt{\frac{N}{23\sigma'_{v0} + 16}}$$

Otro método conocido es el expuesto por Bazaraa (1967), en Giuliani y Nicoll, (1982), formulando la siguiente expresión:

$$\frac{Dr}{100} = 0.2236 * \sqrt{\frac{N}{a + b\sigma'_{v0}}}$$

Donde:

σ'_{v0}	(a)	(b)
< 15 T/m ²	1,00	0,20
> 15 T/m ²	3,25	0,05

Tabla 20: Constantes a y b para el cálculo de la densidad relativa, Bazaraa. Fuente: Naranjo Aguay H.,2010.

Un método que resume la información disponible, es expuesto por Skempton (1986) que comprueba que las correlaciones originales de Terzaghi y Peck son aplicables cuando se utilicen los valores normalizados de N_{60} , logrando expresarlo a través de la siguiente expresión.

$$\frac{N_{60}}{Dr^2} = a + b\sigma'_{v0}$$

Donde:

σ'_{v0} : Tensión efectiva vertical (Kp/cm²).- sobrecarga ejercida por el peso del suelo, los valores de a y b son considerados constantes en un margen de:

$$0.35 < Dr < 0.85$$

$$0.5 \text{ Kp/cm}^2 < \sigma'_{v0} < 2.5 \text{ Kp/cm}^2$$

La densidad relativa está íntimamente relacionada con la técnica del ensayo, así como del análisis granulométrico, composición y angulosidad de las partículas que conforman el suelo en estudio. La influencia de la densidad relativa de una arena influye en el ángulo de fricción interno (ϕ), en su capacidad de carga y en el asentamiento de cimientos apoyados sobre este material. (Naranjo Aguay H., 2010).

- **Ángulo de fricción interno (ϕ):** mediante los datos obtenidos del ensayo SPT es posible determinar el ángulo de fricción interno de los suelos granulares, aunque de forma indirecta, partiendo de los valores de la densidad (Dr) previamente determinados en base al número de golpe (N_{SPT}). (Naranjo Aguay H., 2010).

Existen varios autores que exponen sus distintas relaciones para estimar el valor de ϕ , entre ellos se exponen los siguientes.

- Meyerhof (1956), expone:

$$\phi = 25 + 0.15 Dr \% \quad (> 5 \% \text{ limos y arenas finas})$$

$$\phi = 30 + 0.15 Dr \% \quad (< 5 \% \text{ limos y arenas finas})$$

- Giuliani y Nicoll exponen, basados en métodos estadísticos, lo siguiente:

$$\text{tg}(\phi) = 0.575 + 0.361 Dr^{0.866}$$

- Dunham expone la siguiente correlación:

$$\phi = (12 * N)^{1/2} + 25$$

Donde: N es el número corregido de golpes del SPT.

- Osaki expone:

$$\phi = (20 * N)^{1/2} + 15$$

Donde: N es el número corregido de golpes del SPT.

- Muromachi en 1974 expone la correlación:

$$\phi = 20 + 3.5 * \sqrt{N}$$

- **Módulo de Elasticidad (E):** de la misma forma, la determinación de parámetros de deformación en suelos granulares, así como de resistencia, dependen de una serie de variables como es la granulometría, estructura, cementación, composición mineralógica, entre otros, representando un problema para su cálculo. En suelos arcillosos, la estimación de parámetros de deformabilidad a partir de $NSPT$ se basa únicamente sobre la experiencia local y en la caracterización bien definida de los depósitos existentes. (Naranjo Aguay H., 2010).

Según Denver (1982), la relación entre $NSPT$ y E se expresa mediante la siguiente formulación empírica:

$$E = S_1 * NSPT + S_2[\text{MPa}]$$

Donde S_1 y S_2 son coeficientes que dependen del tipo de suelo en estudio; el valor de estos coeficientes según algunos autores se exponen en la Figura 34.

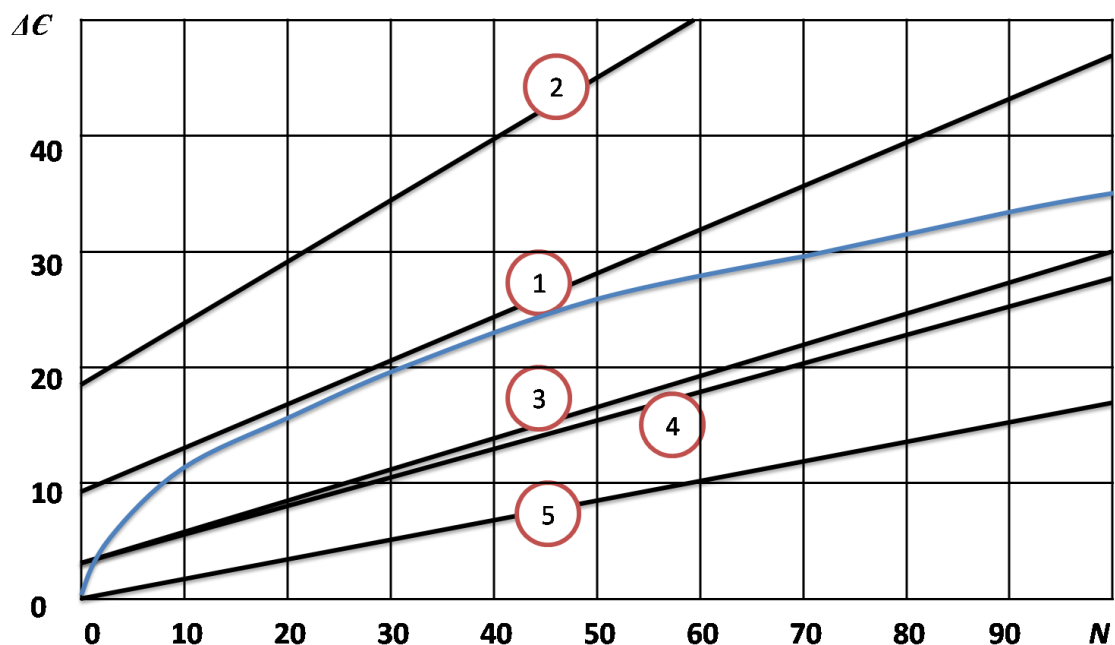


Figura 34: Coeficientes S_1 y S_2 según el tipo de suelo. Fuente: Naranjo Aguay H., 2010.



Número de curva en la Fig.	S1	S2	Observación	Referencia
	(MPa)	(MPa)		
1	0,756	18,75	Normalmente arena y grava cargadas	*D´Appolonia et al, 1970. *Schultze & Menzenbach, 1961. *Webb, 1970.
2	1,043	36,79	Arena pre cargada	
3	0,517	7,46		
4	0,478	7,17	Arena Saturada	
5	0,316	1,58	Arcilla y arena	

Tabla 21: Valores de S1 y S2 para la ecuación propuesta por Denver. Fuente: Naranjo Aguay H.,2010.

La consistencia de suelos cohesivos - Arcillas.

Para suelos cohesivos, las correlaciones en base a los datos obtenidos del ensayo SPT sólo son considerados orientativos, en vista que en el momento del golpeo, las presiones intersticiales generadas y los rozamientos afectan substancialmente los resultados. La consistencia de los suelos cohesivos, arcillas en este caso, se puede referir con los términos: muy blanda, blanda, media, rígida, muy rígida y dura, de una forma cualitativa; mientras el valor cuantitativo resulta de la resistencia a la compresión simple (Q_u). Esta es representativa en suelos arcillosos uniformes saturados, caso contrario sucede en suelos arcillosos de origen residual, fluvial, eólico que a falta de uniformidad se presenta con variaciones considerables. (Naranjo Aguay H., 2010).

Muchos investigadores han tratado correlacionar el valor de N_{SPT} con el valor de la resistencia a la compresión simple de suelos arcillosos, mediante experimentación y ensayos, sin llegar a establecer algún factor en común entre estos dos parámetros, pues la dispersión de sus resultados son bastante amplios, como se muestra en la Figura35.

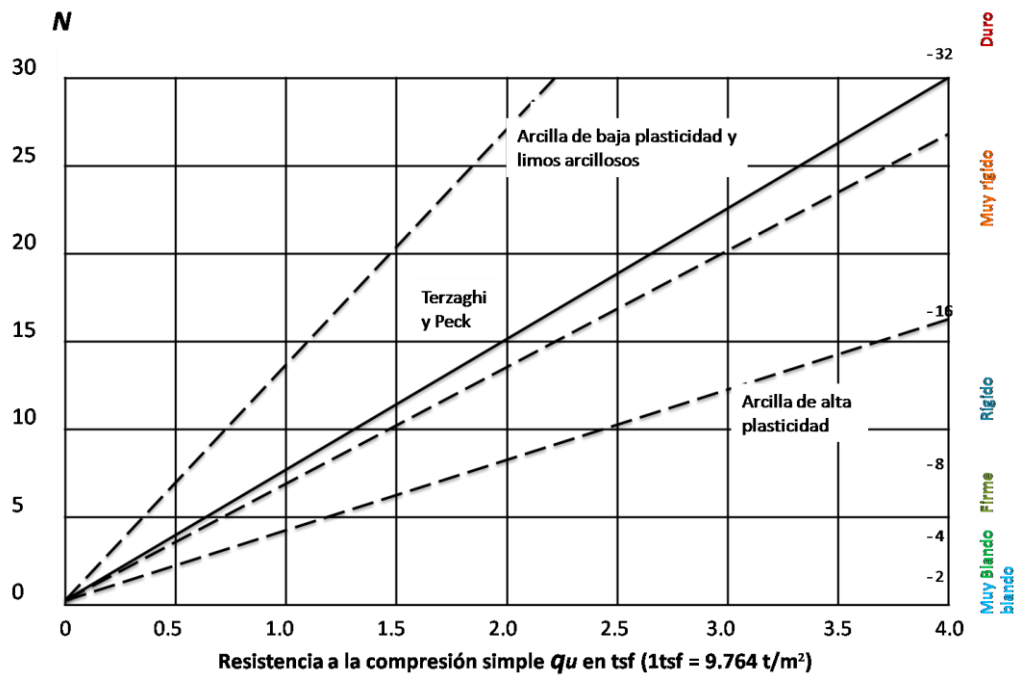


Figura 35: Valores de la resistencia a compresión simple en función de NSPT para suelos cohesivos de distinta plasticidad. NAVFAC, 1971 en IGME, 1987.

En Tabla 22 se muestra también las correlaciones entre NSPT, la densidad saturada y la resistencia a la compresión simple según el investigador Hunt, con adaptaciones realizadas al trabajo de Terzaghi y Peck (1948).

Consistencia	N	Identificación manual	γ_{sat} (g/cm ³)	qu (Kg/cm ²)
Dura	> 30	se marca difícilmente	> 2,0	>4,0
Muy rígida	15 - 30	se marca con la uña	2,08 - 2,24	2,0 - 4,0
Rígida	8 - 15	se marca con el pulgar	1,92 - 2,08	1,0 - 2,0
Media	4 - 8	moldeable bajo presiones fuertes	1,76 - 1,92	0,5 - 1,0
Blanda	2 - 4	moldeable bajo presiones débiles	1,60 - 1,76	0,25 - 0,5
Muy blanda	< 2	se deshace con los dedos	1,44 - 1,60	0,0 - ,025

Tabla 22: Propiedades y correlaciones de suelos arcillosos. Hunt, 1984, en IGME, 1987.

- **Capacidad portante admisible (q_{adm}):** este parámetro tenía originalmente su aplicabilidad sólo para suelos granulares, en la actualidad se lo utiliza de igual forma para suelos cohesivos. Es así que en nuestro medio el principal propósito



del ensayo SPT es la determinación de la capacidad portante admisible del suelo. (Naranjo Aguay H., 2010).

Según indica Naranjo Aguay H. (2010), existen varios autores que establecen ecuaciones para el cálculo de la capacidad admisible, entre ellos se citan los siguientes:

Uno de los autores que establecen una relación para determinarla es Meyerhof, exponiendo la siguiente fórmula expresada en Kg/cm²:

$$q_{adm} = \frac{N}{F_s}$$

Donde: N es el número golpes del SPT.

La fórmula más empleada para determinar la capacidad portante admisible (q_a) de un suelo es la expuesta por Peck, Hanson & Thornburn (1974), expresada en Kg/m²: C_N

$$q_{adm} = 1000 * N$$

Donde: N es el número corregido de golpes del SPT, y calculado por la fórmula:

$$N = N_{CAMPO} * C_N$$

y donde: C_N es el coeficiente de corrección que según los mismos autores, Peck, Hanson & Thornburn (1974), es calculado mediante:

$$C_N = 0.77 \log \frac{200}{\sigma'_{v0}} \leq 2.0$$

Donde: σ'_{v0} es el esfuerzo efectivo vertical expresado en (T/m²).

Esta expresión considera, además que el nivel freático se encuentre a profundidad considerable, la corrección por confinamiento efectivo admitiendo un asentamiento de 25.4 mm.

Mientras los autores Liao y Whitman (1985) proponen el cálculo del coeficiente C_N con la siguiente expresión:

$$C_N = \frac{1}{\sigma'_{v0}{}^n}$$

Donde: σ'_{v0} es el esfuerzo efectivo vertical en (Kp/cm^2) y el valor $n \approx 0.5$.

Se debe tener presente que la presión admisible no solo depende de las características del suelo en que se apoye la cimentación, por tanto la presión admisible calculada con esta ideología suele dar lugar a dimensionamientos conservadores de la estructura. (Naranjo Aguay H., 2010).

Se puede concluir resumiendo que el ensayo de penetración estándar (SPT) es un método semidirecto y de penetración dinámica más empleado en nuestro medio, pues también es el más antiguo obteniendo datos registrados por los años 1926 - 1927 aproximadamente. Permite determinar la resistencia que ofrece un terreno y su deformidad, orientando su aplicabilidad a suelos granulados o arenas, mientras que para suelos arcillosos presenta grandes dificultades a la hora de interpretación y cálculos. Es un método sencillo en su ejecución y aplicación, pues consta de forzar la penetración de un elemento sobre un suelo y relacionar la resistencia que opone este a la inca de dicho elemento, mediante correlaciones expuestas por varios investigadores. De igual manera, si ya no se pudiera penetrar más se determinaría una cota de aparición de un estrato duro. (Naranjo Aguay H., 2010).

4. Estudio Geotécnico.

4.1 Introducción.

Para la ejecución de ensayos de penetración estándar SPT fue necesario contratar los servicios de una entidad certificada en el área pertinente. El laboratorio "SUELOTEC" brinda asesoría en Ingeniería Civil y a responsabilidad del Ing. Rodrigo Pesantez, fue quien acepto la responsabilidad de la emisión de resultados del correspondiente ensayo de SPT, pues cuenta con el equipo y personal necesario e idóneo para la realización del estudio. En base a los resultados emitidos mediante un informe se realizan el cálculo de los diferentes parámetros que establecerán la calidad de suelo.

Con el objetivo de caracterizar el suelo de cimentación de las zonas donde se propone implantar un proyecto de *Vivienda de dos niveles*, se busca definir los siguientes aspectos:

- Presentar los resultados de la campaña de exploración.
- Determinación de la composición del subsuelo.
- Determinar la capacidad portante suelo de cimentación.
- Estimación de posibles asentamientos que sufrirá el suelo.
- Recomendar la mejor alternativa de cimentación.

4.2 Pozo N° 1. Sector Challuabamba - Nulti.

El área donde se emplaza el proyecto es de aproximadamente 250 m², donde se propone emplazar una edificación de 2 niveles. Para alcanzar los objetivos previstos, se consideran los siguientes aspectos:

- Ejecución de un sondeo de exploración en el sitio de estudio, con equipo SPT, alcanzando una profundidad de 6.50 m.
- Caracterización geotécnica del sitio de estudio, evaluando la historia de esfuerzos en el subsuelo.

El Proyecto se ubica en el sector de Challuabamba - Nulti, Cantón Cuenca, Provincia del Azuay. La ubicación geoespacial del predio, de la perforación realizada, y sus coordenadas UTM WGS84 se muestra a continuación:

Zona:	17 M
Coordenada Este:	730503.00 m E
Coordenada Norte:	9682684.00 m S



Perforación realizada



Foto 22: Pozo N° 1, sector Challuabamba-Nulti, centro educativo "El Verbo". Fuente Propia.

4.2.1 Exploración geotécnica.

La perforación en el terreno alcanzó una profundidad de 6.50 m. tomando como referencia el nivel actual del terreno. Para el propósito se empleó un equipo de perforación por percusión obteniéndose muestras mediante muestreadores tipo Cuchara Partida y en dichos estratos se efectuaron las pruebas de penetración estándar (SPT) para obtener el número N_{SPT} , que muestra la historia de esfuerzos en campo, y determinando la consistencia de los suelos encontrados.



Foto 23: Primera perforación a la que se obtuvo una profundidad de 6.50 m. Fuente propia.

Se obtuvieron muestras a cada 1.00 metro para realizar los siguientes ensayos:

- Granulometría > Tamiz # 200: ASTM D422-63 y lavado en muestras que pasan por el tamiz # 200.
- Contenido de Humedad Natural (ASTM D2216).
- Plasticidad.- La cual se obtiene a través de las pruebas llamadas de “Límites de Atterberg”, siendo estas las del límite líquido (ASTM 423-66) y límite plástico (ASTM 424-59).

- Ensayos SPT (ASTM D-1586).
- Ensayos de corte directo (ASTM D 3080-72).
- Clasificación de los suelos por SUCS y ASSHTO

4.2.2 Modelo geotécnico del sitio de estudio.

La caracterización geotécnica de las series estratigráficas del subsuelo se las describe a continuación, desde la superficie hacia estratos profundos del sitio de proyecto.

- En esta perforación se determinó desde el inicio hasta la profundidad final del muestreo (6.50 m), la presencia de material arcillo-limoso, de coloraciones café claro-amarillento, materiales catalogados por la SUCS como CH.
- La consistencia en la perforación evaluada mediante el número de golpes del ensayo SPT se presenta creciente conforme se va profundizando pasando de una consistencia "media" a "muy firme", registrando un número de golpes N_{SPT} que va desde 5 hasta 28.
- No se determinó la presencia del nivel freático hasta la profundidad alcanzada en el muestreo.



Foto 24: Muestra representativa de lo descrito anteriormente. Fuente propia.

Los ensayos de clasificación del suelo, granulometrías, humedad natural, plasticidad (límite líquido y plástico), se encuentran expuestos en el Anexo 1, mismos que fueron

realizados cada cierta profundidad, logrando obtener información estratigráfica con las profundidades indicadas a continuación: 0.00 - 2.50 m.

2.50 - 4.50 m.

4.50 - 6.50 m.

De la misma forma, el ensayo de corte directo fue realizado a una profundidad de 1.00 a 4.00 m, con cargas de 10, 20 y 40 Kg, obteniendo gráficas Deformación - Esfuerzo Cortante, expresadas en % y Kg/cm² respectivamente, también ilustrados en el Anexo 1.

4.2.3 Perfil estratigráfico.

POZO Nº 1 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR VALORES DE PROPIEDADES INDICE

Prof. Número de golpes por cada 30 cm. de penetración.

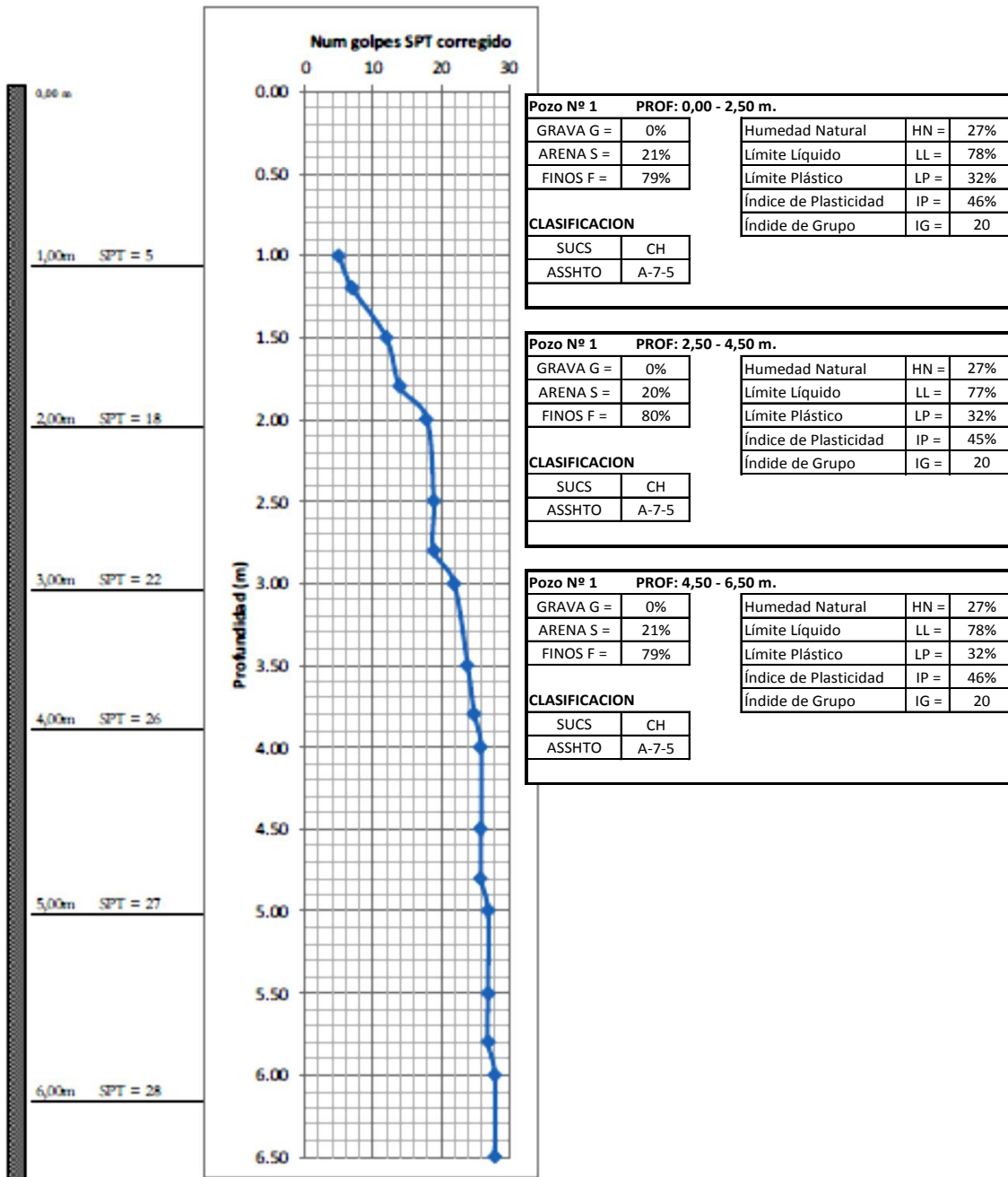


Figura 36: Perfil estratigráfico, sector Challuabamba - Nulti. Fuente propia.

4.2.4 Análisis de cimentación.

En base a las descripciones dadas, a la consistencia y al tipo de materiales encontrados, desde el punto de vista geotécnico se recomienda, cimentar a una profundidad de 2.00 m tomando como referencia el nivel actual del terreno. A esta profundidad corresponde un $N_{SPT} = 18$ golpes, que indica que se trata de un suelo de consistencia muy rígida (ver tabla 22), y permite calcular la cohesión del suelo mediante la siguiente expresión:

$$c = K * N_{SPT}$$

Donde:

N_{SPT} = número de penetración estándar obtenido en campo = 18.

K = valor constante en un rango de (3.50 a 6.50) $kN/m^2 = 3.50 kN/m^2$.

$$c = 3.50 * 18$$

$$c = 63 kN/m^2$$

$$c = 0.63 kg/cm^2$$

Comparando los valores de cohesión, el valor obtenido mediante el ensayo de corte directo se tiene que $c = 0.56 kg/cm^2$, valor menor al obtenido mediante correlaciones que resultó $c = 0.63 kg/cm^2$.

Teniendo en consideración el tipo de proyecto propuesto (vivienda de 2 niveles) se recomienda una cimentación directa a base de zapatas aisladas, buscando que el costo y el tiempo de ejecución sean óptimos; previo a la fundición de la cimentación de la estructura, se deberá realizar una sustitución del suelo existente por una capa de material de mejoramiento en un espesor mínimo de 0.50 m, el mismo que será colocado en capas debidamente compactada de 0.25 m.

Para la modelación se consideró una reposición de suelo con material seleccionado, en un espesor de 0.50 m, las características del material de mejoramiento de reposición se han considerado las siguientes:

- Ángulo de fricción interna: $\phi = 32^\circ$.
- Peso específico: $\gamma = 1.80 \text{ g/cm}^3$.
- Límite líquido: $LL < 35 \%$.
- Índice de plasticidad: $IP < 9 \%$.

El ϕ y el γ son considerados en base a tablas, pues son parámetros indicadores de buen material de reposición, mientras el LL e IP son considerados por especificaciones de materiales de mejoramiento que cita el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP, 2002) en sus Capítulos 300, 400 y 800 complementándose entre ellos; así como indica que no debe emplearse suelos con densidades máximas menores a 1400 Kg/m^3 .

En la Figura 37 se muestra lo descrito anteriormente, en base a ello se realizó la modelación geotécnica para la determinación de la capacidad admisible.

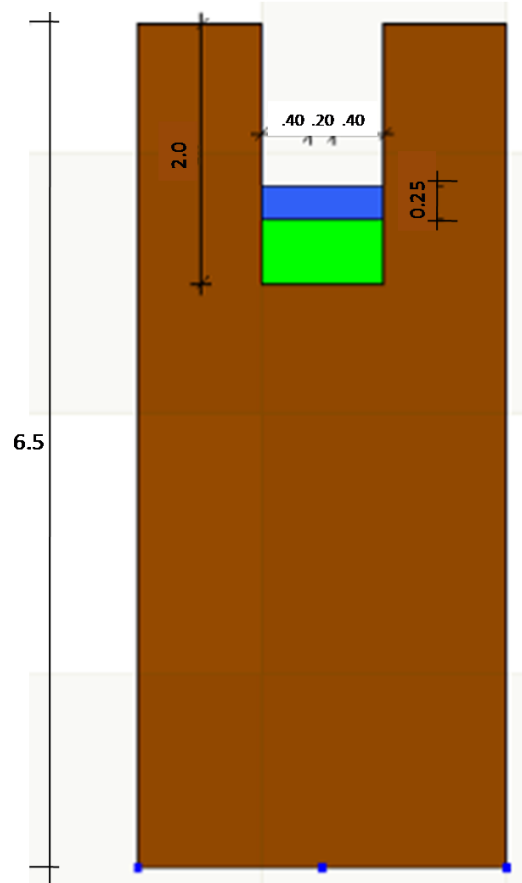


Figura 37: Esquema de cimentación para una vivienda de 2 niveles, sector: Challuabamba - Nulti, (Geostru Software).

4.2.5 Determinación de la capacidad soportante y de servicio.

Para este estudio, se considera la ecuación planteada por Terzaghi, dada su sencillez y aceptación en el medio. Para esto se considera un ancho de zapata de $B = 1.00\text{m}$, y una profundidad de cimentación de 2.00 m . Con estos datos se obtiene:

- Capacidad soportante (Terzaghi): $q_c = C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$
- Capacidad de servicio: $q_{adm} = q_c / F$

La Tabla 23 indica los parámetros del suelo a la profundidad de desplante de cimentación, es decir a los 2.00 m .

- El ángulo de rozamiento interno " ϕ " y la cohesión " c " fueron determinados del ensayo de corte directo, procediendo como se indica en la sección 3.4.

- El peso específico " γ " fue determinado mediante ensayo de laboratorio respectivo.
- El factor de seguridad indirecto mínimo "F" fue considerado de acuerdo a la Tabla 10.
- La tensión vertical corresponde a la sobrecarga equivalente del suelo que está arriba del suelo de cimentación, corresponde al producto de su peso específico por la profundidad de cimentación.
- La profundidad "D" de cimentación es determinada en función del perfil de estratificación, y por consiguiente la base "B" por aspectos constructivos.
- Los factores de capacidad de carga " N_c ", " N_q " y " N_γ " fueron determinados según la Tabla 11.

<i>Ángulo de rozamiento interno "ϕ"</i>	6 °	6 °
<i>Cohesión "c"</i>	5,60 t/m ²	0,56 kg/cm ²
<i>Peso específico del suelo "γ"</i>	1,69 gr/cm ³	0,0017 kg/cm ³
<i>Factor de seguridad "F"</i>	3	3
<i>Tensión vertical "q" ($D \cdot \gamma$)</i>		0,34 kg/cm ³
<i>Profundidad de cimentación "D"</i>	2,00 m	200 cm
<i>Ancho de cimentación "B"</i>	1,00 m	100 cm
<i>Factores de capacidad de Carga</i>	<i>N_c:</i>	7,73
	<i>N_q:</i>	1,81
	<i>N_γ:</i>	0,20

Tabla 23: Parámetros para el cálculo correspondiente de Capacidad Portante y Admisible. Fuente propia.

Por lo tanto se obtiene:

$$Q_c = 4,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 1,65 \text{ kg/cm}^2$$

La capacidad admisible calculada es la mayor carga que se generara bajo la zapata producto de las acciones de la superestructura, esto provocara una variación de las

presiones bajo la zapata conforme se va incrementando la profundidad, esto da lugar a lo que se llama el “bulbo de presiones”, que es lo que se muestra en la Figura 38: (se ha realizado el cálculo para un ancho de zapata de $B=1.00\text{m}$, y una profundidad de cimentación de $D = 2.00\text{ m}$). El esquema de variación de la presión bajo la zapata se obtuvo con el empleo del software denominado "Geostru Software GDW"

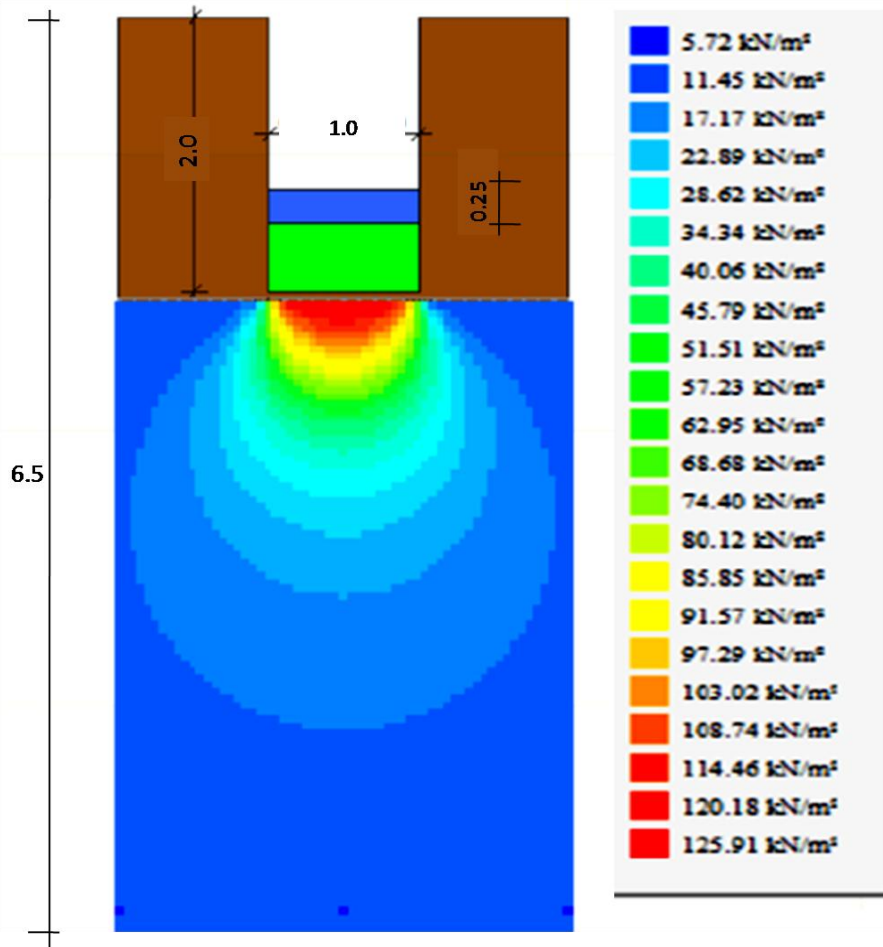


Figura 38: Variación de la presión con la profundidad. Fuente: Geostru Software GDW.

Como se ve, la presión máxima generada bajo la cimentación es de 1.25 Kg/cm^2 , valor menor a la capacidad portante del suelo $q_{adm} = 1.65\text{ Kg/cm}^2$, por lo tanto el suelo de cimentación no presentara falla por corte.

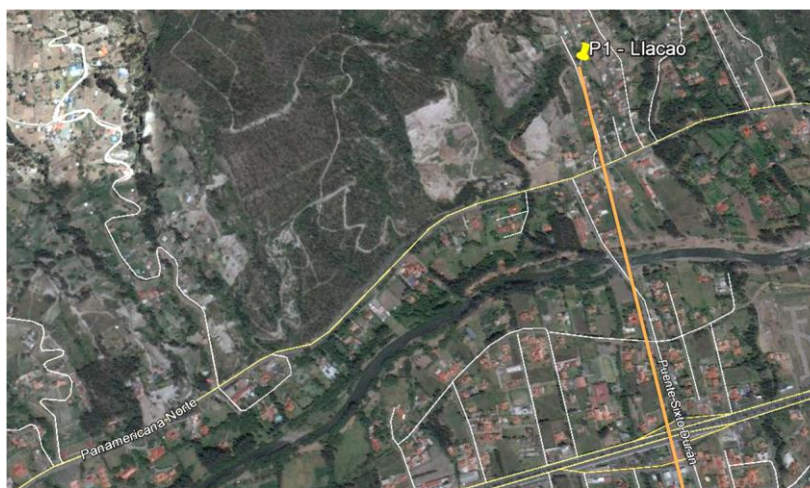
4.3 Pozo N° 2. Sector Llacao.

Del mismo modo que en el sector de Challuabamba, se propone emplazar es una edificación de 2 niveles. Para alcanzar los objetivos previstos, se consideran los siguientes aspectos:

- Ejecución de un sondeo de exploración en el sitio de estudio, con equipo SPT, alcanzando una profundidad de 4.80 m.
- Caracterización geotécnica del sitio de estudio, evaluando la historia de esfuerzos en el subsuelo.
- Evaluación del estado límite de falla de la cimentación propuesta.

El Proyecto se ubica en la Parroquia Llacao, Cantón Cuenca, Provincia del Azuay. La ubicación geoespacial del predio, de la perforación realizada, y sus coordenadas UTM WGS84 se muestra a continuación:

Zona:	17 M
Coordenada Este:	732148.00 m
Coordenada Norte:	9685583.00 m



Perforación realizada



Foto 25: Pozo N° 2, sector Llaoco. Fuente Propia.

4.3.1 Exploración geotécnica.

La perforación en el terreno alcanzó una profundidad de 4.80 m. tomando como referencia el nivel actual del terreno. No se profundizó más debido a que a esa profundidad el equipo presento rebote a la perforación al haber encontrado boleos de diámetros mayores a 20 cm, que impiden la perforación por percusión.

Se debe indicar, que para llegar a la profundidad antes mencionada, se realizaron dos intentos anteriores, que llegaron a profundidades de 1.20 m. y 2.30 m. donde el equipo presento rebote, al encontrar boleos de diámetros mayores a 20cm.; lo cual nos indica que al momento de la ejecución del proyecto las excavaciones incluirán considerable cantidad de boleos.



Foto 26: Sondeos anteriores donde no se pudo obtener una profundidad adecuada. Fuente propia.

Para el estudio se empleó un equipo de perforación por percusión obteniéndose muestras mediante muestreadores tipo Cuchara Partida y en dichos estratos se efectuaron las pruebas de penetración estándar (SPT), para obtener el número N_{SPT} , que muestren la historia de esfuerzos en campo, y determinando la consistencia o compacidad de los suelos encontrados.

Se obtuvieron muestras a cada 1.00 metro para realizar los siguientes ensayos:

- Granulometría > Tamiz # 200: ASTM D422-63 y lavado en muestras que pasan por el tamiz # 200.
- Contenido de Humedad Natural (ASTM D2216).
- Plasticidad.- La cual se obtiene a través de las pruebas llamadas de “Límites de Atterberg”, siendo estas las del límite líquido (ASTM 423-66) y límite plástico (ASTM 424-59).
- Ensayos SPT (ASTM D-1586).
- Ensayos de corte directo (ASTM D 3080-72).
- Clasificación de los suelos por SUCS y ASSHTO

4.3.2 Modelo geotécnico del sitio de estudio.

La caracterización geotécnica de las series estratigráficas del subsuelo se las describe a continuación, desde la superficie hacia estratos profundos del sitio de proyecto:

- En esta perforación se determinó hasta los 3.50 m. la presencia de material arcillo-arenoso, de coloraciones café oscuras, con presencia de gravas, estos materiales son catalogados por la SUCS como CH.



Foto 27: Muestra representativa hasta una profundidad de 3.50 m. Fuente propia.

- Desde 3.50 m. hasta la profundidad final del muestreo (4.80m.), se encontró arenas-gravosas, no plásticas de coloraciones plomizas, este material lo cataloga la SUCS como SM.



Foto 28: Muestra representativa a profundidades mayores a 3.50 m. Fuente propia.

- La consistencia y/o compacidad en la perforación, evaluada mediante el número de golpes del ensayo SPT, nos muestra una consistencia “media” hasta 1.50 m, con un número de golpes NSPT entre 8 y 9. A la profundidad de 1.80 m. se tiene un número de golpes NSPT = 4, que nos indica una consistencia “blanda”; de aquí en adelante la consistencia se incrementa linealmente conforme se profundiza hasta llegar a un número NSPT=20, a los 4.80 m.
- No se determinó la presencia del nivel freático hasta la profundidad alcanzada en el muestreo.

Los ensayos de clasificación del suelo, granulometrías, humedad natural, plasticidad (límite líquido y plástico), se encuentran expuestos en el Anexo 2, mismos que fueron realizados cada cierta profundidad, logrando obtener información estratigráfica con las profundidades indicadas a continuación: 0.00 - 1.50 m.

1.50 - 3.50 m.

3.50 - 4.80 m.

De la misma forma, el ensayo de corte directo fue realizado a una profundidad de 0.00 a 3.00 m, con cargas de 10, 20 y 40 Kg, obteniendo gráficas Deformación - Esfuerzo Cortante, expresadas en % y Kg/cm² respectivamente, también ilustrados en el Anexo 2.

4.3.3 Perfil estratigráfico.

POZO Nº 1 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR VALORES DE PROPIEDADES INDICE

Prof. Número de golpes por cada 30 cm. de

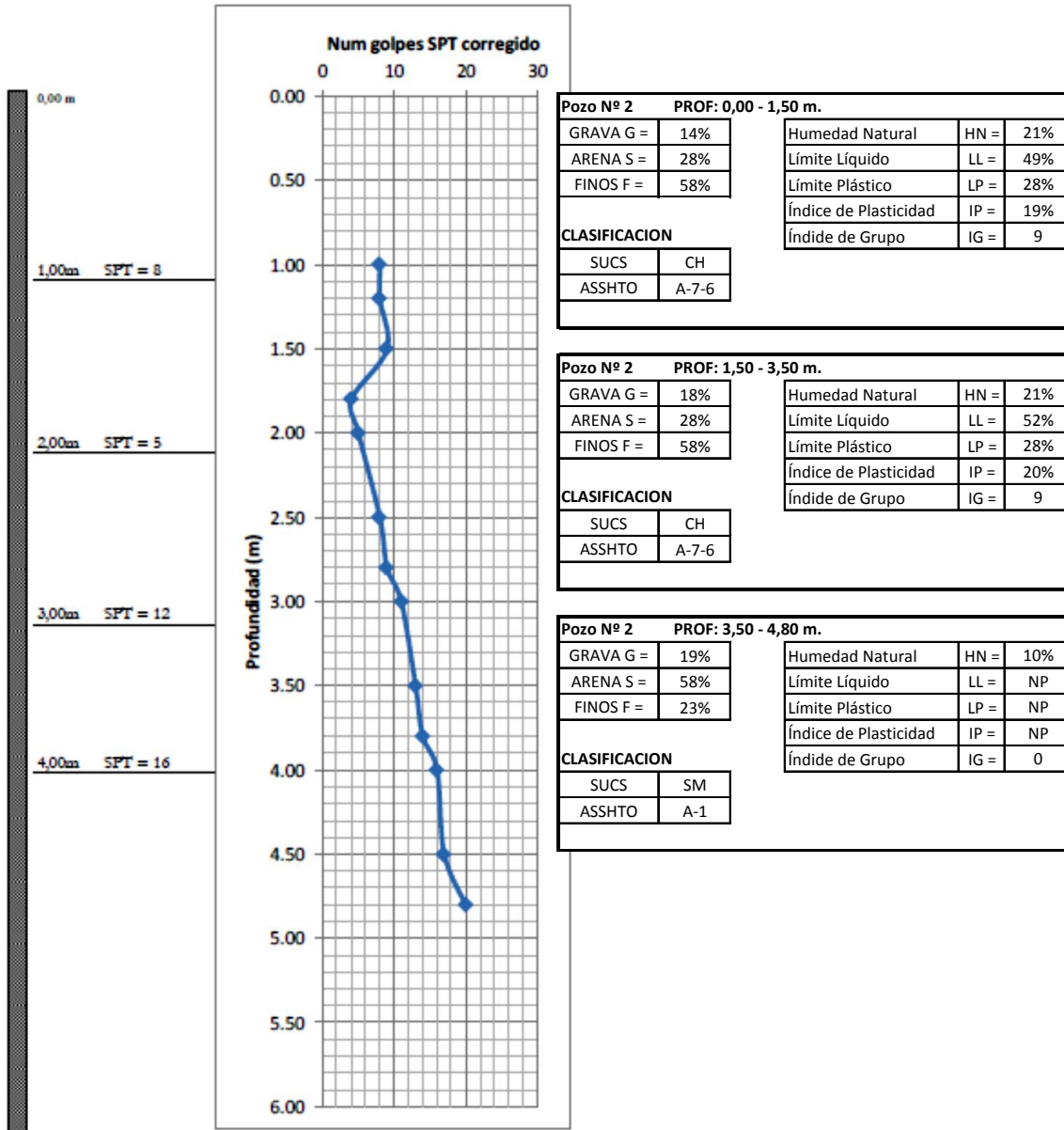


Figura 39: Perfil estratigráfico, sector Llaaco. Fuente propia.

4.3.4 Análisis de cimentación.

En base a las descripciones dadas, a la consistencia y al tipo de materiales encontrados, desde el punto de vista geotécnico se recomienda, cimentar a una profundidad de 2.50 m tomando como referencia el nivel actual del terreno. A esta profundidad corresponde un $N_{SPT} = 8$ golpes, que indica que se trata de un suelo de consistencia media (ver tabla 22), y permite calcular la cohesión del suelo mediante la siguiente correlación:

$$c = K * N_{SPT}$$

Donde:

N_{SPT} = número de penetración estándar obtenido en campo = 8.

K = valor constante en un rango de (3.50 a 6.50) $kN/m^2 = 3.50 kN/m^2$.

$$c = 3.50 * 8$$

$$c = 28 kN/m^2$$

$$c = 0.28 kg/cm^2$$

Comparando los valores de cohesión, el valor obtenido mediante el ensayo de corte directo se tiene que $c = 0.22 kg/cm^2$, valor menor al obtenido mediante correlaciones que resulto $c = 0.28 kg/cm^2$.

Teniendo en consideración el tipo de proyecto a implantar (vivienda de 2 niveles) se recomienda una cimentación directa a base de zapatas aisladas buscando que el costo y el tiempo de ejecución sean óptimos; previo a la fundición de la cimentación de la estructura, se deberá realizar una sustitución del suelo existente por una capa de material de mejoramiento en un espesor mínimo de 0.50 m, el mismo que será colocado en capas debidamente compactadas de 0.25 m.

Para la modelación se ha considerado una reposición de suelo con material seleccionado, en un espesor de 0.50 mtrs, las características del material de mejoramiento de reposición se han considerado las siguientes:

- Ángulo de fricción interna: 32 °.
- Peso específico: 1.80 g/cm³.
- Límite líquido < 35 %.
- Índice de plasticidad < 9 %.

De la misma forma que el caso anterior, el ϕ y el γ son considerados en base a tablas, pues son parámetros indicadores de buen material de reposición, mientras el LL e IP son considerados por especificaciones de materiales de mejoramiento que cita el Ministerio Obras Públicas (MOP, 2002) en sus Capítulos 300, 400 y 800, así como indica que no debe emplearse suelos con densidades máximas menores a 1400 Kg/m³.

En la Figura 40 se esquematiza lo descrito anteriormente; en base a ello se realizó la modelación geotécnica para la determinación de la capacidad admisible.

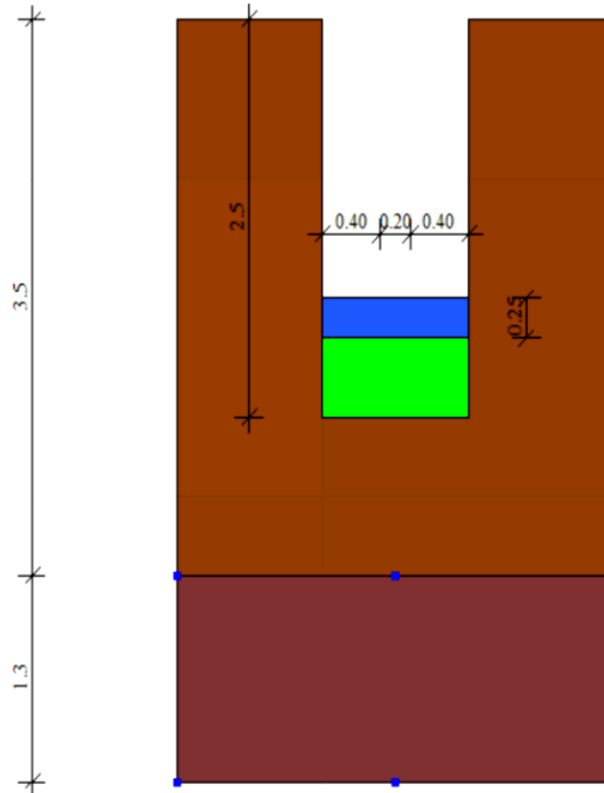


Figura 40: Esquema de cimentación para una vivienda de 2 niveles, sector: Llaoca, (Geostru Software).

4.3.5 Determinación de la capacidad portante y de servicio.

Para este estudio, se considera la ecuación planteada por Terzagui, dada su sencillez y aceptación en el medio. Para esto se considera un ancho de zapata de $B = 1.00\text{m}$, y una profundidad de cimentación de 2.50 m . Con estos datos se obtiene:

- Capacidad soportante (Terzaghi): $q_c = C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$
- Capacidad de servicio: $q_{adm} = q_c / F$

La Tabla 24 indica los parámetros del suelo a la profundidad de desplante de cimentación, es decir a los 2.00 m .

- El ángulo de rozamiento interno " ϕ " y la cohesión " c " fueron determinados del ensayo de corte directo, procediendo como se indica en la sección 3.4.

- El peso específico " γ " fue determinado mediante ensayo de laboratorio respectivo.
- El factor de seguridad indirecto mínimo "F" fue considerado de acuerdo a la Tabla 10.
- La tensión vertical corresponde a la sobrecarga equivalente del suelo que está arriba del suelo de cimentación, corresponde al producto de su peso específico por la profundidad de cimentación.
- La profundidad "D" de cimentación es determinada en función del perfil de estratificación, y por consiguiente la base "B" por aspectos constructivos.
- Los factores de capacidad de carga " N_c ", " N_q " y " N_γ " fueron determinados según la Tabla 11.

<i>Ángulo de rozamiento interno "ϕ"</i>	11 °	11 °
<i>Cohesión "c"</i>	2,20 t/m ²	0,22 kg/cm ²
<i>Peso específico del suelo "γ"</i>	1,72 gr/cm ³	0,0017 kg/cm ³
<i>Factor de seguridad "F"</i>	3	3
<i>Tensión vertical "q" ($D \cdot \gamma$)</i>		0,43 kg/cm ³
<i>Profundidad de cimentación "D"</i>	2,50 m	250 cm
<i>Ancho de cimentación "B"</i>	1,00 m	100 cm
<i>Factores de capacidad de Carga</i>	<i>N_c:</i>	10,16
	<i>N_q:</i>	2,98
	<i>N_γ:</i>	0,69

Tabla 24: Parámetros para el cálculo correspondiente de Capacidad Portante y Admisible. Fuente propia.

Por lo tanto se obtiene:

$$Q_c = 3,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 1,19 \text{ kg/cm}^2$$

La capacidad admisible calculada es la mayor carga que se generara bajo la zapata producto de las acciones de la superestructura, esto provocara una variación de las

presiones bajo la zapata conforme se va incrementando la profundidad, esto da lugar a lo que se llama el “bulbo de presiones”, que es lo que se muestra en la Figura 41: (se ha realizado el cálculo para un ancho de zapata de $B=1.00\text{m}$, y una profundidad de cimentación de $D_f = 2.50\text{ m}$). El esquema de variación de la presión bajo la zapata se obtuvo con el empleo del software denominado "Geostru Software GDW"

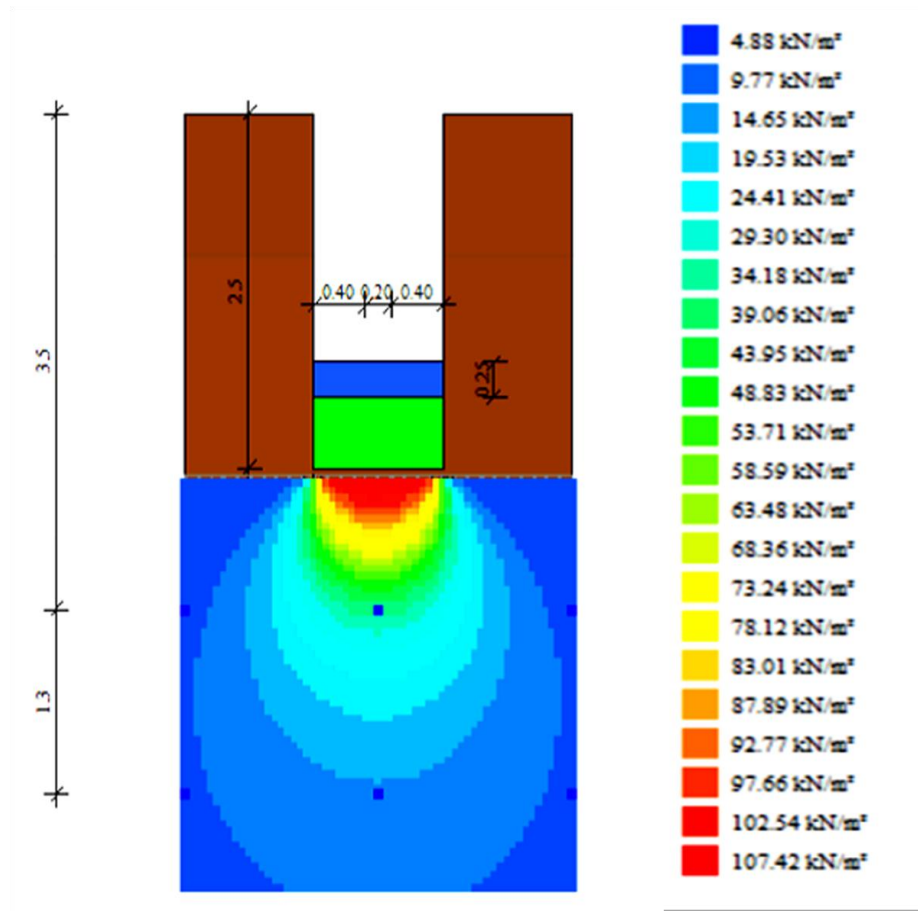


Figura 41: Variación de la presión con la profundidad. Fuente: Geostru Software GDW.

Para este caso, la presión máxima generada bajo la cimentación es de 1.07 Kg/cm^2 , valor menor a la capacidad portante que ofrece el suelo $q_{adm} = 1.19\text{ Kg/cm}^2$, por lo tanto el suelo de cimentación no presentara falla por corte.

Se debe indicar que tanto la capacidad portante como los diversos indicadores de calidad del suelo en ambas zonas de estudio, están determinadas en función de un único

ensayo SPT en cada una de ellas, lo cual indica que los resultados representan una tendencia muy general en cuanto a las características propias del suelo. Para obtener resultados que se aproximen más a la realidad es necesario realizar varios sondeos, como lo referenciado en el primer capítulo, donde se indica un número de sondeos mínimo de 3.

4.4 Criterio de asentamiento permisible.

El criterio básico para el proyecto de una cimentación es que el asentamiento no debe superar un cierto valor admisible que depende del tipo de estructura. El asentamiento que una estructura puede tolerar (asentamiento admisible) depende de factores como el tipo, la forma, situación y finalidad de la estructura a soportar, así como la forma, causa y origen del asentamiento. Con objeto de asegurar que se cumpla este criterio básico, se debe realizar dos consideraciones:

- En primer lugar, para cualquier cimentación existe un cierto valor de la presión aplicada para la cual los asentamientos comienzan a ser muy grandes y difíciles de calcular, dicho valor se denomina capacidad de carga o capacidad portante. La cimentación debe proyectarse de forma que la presión real aplicada sea inferior a la capacidad de carga, con un margen de seguridad suficiente para cubrir las incertidumbres en la estimación de las presiones sobre el terreno y de la propia capacidad de carga.
- En segundo lugar, después de determinar la capacidad de carga y asegurar que es superior a la presión aplicada por la estructura, con un margen de seguridad

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{\sqrt{1+m^2} - 1} \right) \right]$$

- Por último, se determinan los asentamientos respectivos de la esquina, del centro y un valor promedio para zapatas cuadradas de distinta base, que seguidamente se ilustran en las figuras respectivas, indicando el incremento de los asentamientos conforme aumenta el tamaño de zapatas:

En la esquina	En el centro	Valor medio
$Se = \frac{Bqo}{Es} (1 - \mu s^2) \frac{\alpha}{2}$	$Se = \frac{Bqo}{Es} (1 - \mu s^2) \alpha$	$Se = \frac{Bqo}{Es} (1 - \mu s^2) \alpha_{prom}$

4.5.1 Pozo N° 1. Sector Challuabamba - Nulti.

Carga admisible (q):	1,65 Kg/cm ²		1,65 Kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E):	250 Kg/cm ²		250 Kg/cm ²
Coefficiente de Poisson (v):	0,40		0,40
Factor de seguridad:	1,00		1,00

Tabla 25: Parámetros mecánicos y elásticos para el cálculo de asentamientos. Fuente propia.

Zapata		Asientos Cimentación Flexible				
<i>Ancho (m)</i>	<i>Largo (m)</i>	<i>m</i>	<i>α</i>	<i>Esquina (cm)</i>	<i>Centro (cm)</i>	<i>Valor medio (cm)</i>
1,00	1,00	1,00	1,12	0,31	0,62	0,47
1,50	1,50	1,00	1,12	0,47	0,93	0,70
2,00	2,00	1,00	1,12	0,62	1,25	0,93
2,50	2,50	1,00	1,12	0,78	1,56	1,17
3,00	3,00	1,00	1,12	0,93	1,87	1,40

Tabla 26: Cálculo de asientos en función del cimiento; Sector Challuabamba-Nulti. Fuente propia.

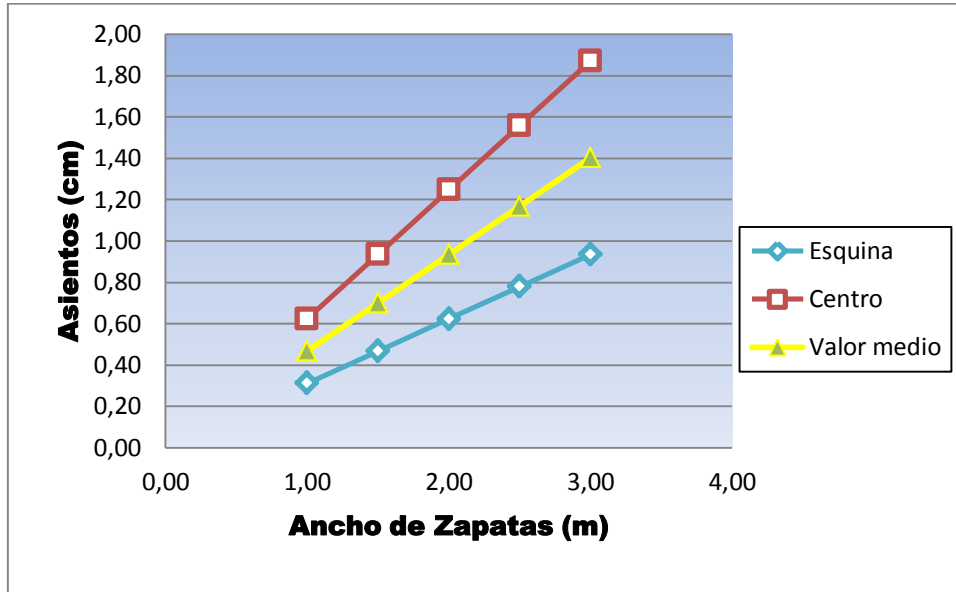


Figura 42: Esquema de asientos - ancho de zapatas; sector Challuabamba-Nulti. Fuente propia.

4.5.2 Pozo N° 2. Sector Llaico.

Carga admisible (q):	1,19 Kg/cm ²	1,19 Kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E):	250 Kg/cm ²	250 Kg/cm ²
Coefficiente de Poisson (v):	0,40	0,40
Factor de seguridad:	1,00	1,00

Tabla 27: Parámetros mecánicos y elásticos para el cálculo de asentamientos. Fuente propia.

Zapata		Asientos Cimentación Flexible				
Ancho (m)	Largo (m)	m	α	Esquina (cm)	Centro (cm)	Valor medio (cm)
1,00	1,00	1,00	1,12	0,22	0,45	0,34
1,50	1,50	1,00	1,12	0,34	0,67	0,51
2,00	2,00	1,00	1,12	0,45	0,90	0,67
2,50	2,50	1,00	1,12	0,56	1,12	0,84
3,00	3,00	1,00	1,12	0,67	1,35	1,01

Tabla 28: Cálculo de asientos en función del cimiento; Sector Llaico. Fuente propia.

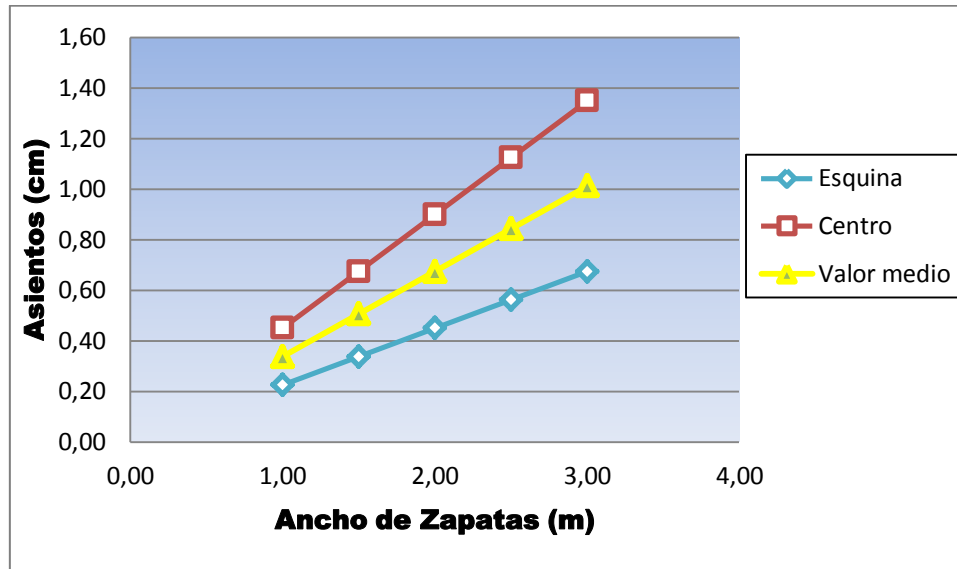


Figura 43: Esquema de asientos - ancho de zapatas; sector Llacao. Fuente propia.

Para la cimentación propuesta, "zapata cuadrada de 1m, en el sector de Challuabamba - Nulti se tendrá un asentamiento medio de 0.47 cm (ver Tabla 26) mientras en el sector de Llacao se tendrá uno de 0.34cm (ver Tabla 28). Por lo tanto, teniendo en consideración el tipo de estructura a cimentar y al factor de seguridad utilizado, los asentamientos por consolidación posterior al período de construcción de la obra serán tolerables en las dos zonas estudiadas.

4.6 Propuesta para mejorar la capacidad portante (q_{adm}) del suelo de cimentación.

El apartado 2.9.6 del presente trabajo describe el mejoramiento la capacidad portante del suelo mediante su estabilización a base materiales calcáreos, con el fin de modificar las propiedades expansivas del suelo de cimentación. La estabilización se puede dar por inyección o por mezcla del suelo con la cantidad adecuada del cal o cemento, sea en el

lugar de emplazamiento o en la planta. La estabilización por inyección es un método in situ que se realiza a presión alcanzando profundidades entre 2 a 4m aproximadamente bajo cimientos de construcciones, con metodologías que varían de acuerdo al tipo de material a ser inyectado.

4.6.1 Inyección de cal.

Es la inyección de lechada de cal a altas presiones comprendidas entre 3.5 a 14 kg/cm² resultando en una cobertura del patrón de desecación de la arcilla. Adicionalmente, se cubrirá toda la superficie del relleno de construcción con la lechada de cal. Este material es mezclado con el suelo para formar una plataforma de trabajo después de la inyección. La cal es inyectada para llenar el patrón de desecación de la arcilla expansiva producida por la inyección previa de agua, esta última realizada con el propósito de pre-inflar la arcilla y lograr una mejor distribución de la cal en el suelo. Se utiliza generalmente para rellenos de construcción, para calles, etc.

La ventaja que ofrece este método radica en que su aplicación es libre de polvo, es más fácil lograr su distribución, y siendo aprovechable su aplicación por rociado demanda menor cantidad de agua para la mezcla final. Entre las desventajas se debe indicar la lenta aplicación, además de que los costos se ven incrementados por el equipo extra requerido. Se debe indicar también que puede no ser práctico en suelos muy mojados.

Otra forma de aplicación de cal es a través cal hidratada en polvo, su aplicación es más rápida que la lechada pero su uso es inadecuado en áreas pobladas, utilizada para el secado de arcillas, pero no tan eficaz como la cal viva. La cal viva en seco es otra forma de aplicación, es la más económica porque es más concentrada que la hidratada. El tiempo de ejecución puede ampliarse debido a que la reacción exotérmica causada

por el agua y la cal viva calienta el suelo. Sin embargo la cal viva en seco requiere el 32% de su peso en agua para convertirse en cal hidratada, lo que puede repercutir en factores económicos sin una fuente cercana de agua, de igual forma requiere más mezcla que la cal hidratada o la lechada de cal porque sus partículas son más grandes.

4.7 Comparación de los suelos estudiados.

En función de los resultados obtenidos, tanto de ensayos de laboratorio como cálculos por ecuaciones y correlaciones, se realiza una breve comparación de los suelos estudiados con el fin de establecer diferencias puntuales con respecto a los parámetros que establecen la calidad de los mismos. La Tabla 29 indica de forma resumida los valores obtenidos del respectivo cálculo.

	Sector Challuabamba-Nulti			Sector Llaoca		
Según el análisis estratigráfico						
Parámetros	Profundidad (m)			Profundidad (m)		
	0 - 2,50	2,50 - 4,50	4,50 - 6,50	0 - 1,50	1,50 - 3,50	3,50 - 4,80
Finos (%)	79,00	80,40	78,80	57,94	54,76	22,60
HN (%)	27,05	27,27	27,18	20,69	20,26	10,44
LL (%)	77,76	77,23	77,50	49,14	52,14	NP
IP (%)	45,57	45,32	45,99	21,56	23,86	NP
SUCS	CH	CH	CH	CH	CH	SM
AASHTO	A-7-5	A-7-5	A-7-5	A-7-6	A-7-6	A-1
Según el ensayo de corte directo						
Profundidad de ensayo (m)	1 a 4			0 a 3		
Ángulo de fricción " ϕ " (°)	6			11		
Cohesión " C " (kg/cm ²)	0,56			0,22		
Según la profundidad de cimentación						
Profundidad de cimentación "D" (m)	2			2,5		
Peso específico del suelo " γ " (g/cm ³)	1,69			1,72		
Capacidad portante " q_{adm} " (kg/cm ²)	1,65			1,19		
Según la cimentación propuesta						
Ancho de cimentación "B" (m)	1			1		
Preción máxima bajo la cimentación (kg/cm ²)	1,25			1,07		
Asentamiento admisible (cm)	0,47			0,34		

Tabla 29: Tabla de comparación de resultados obtenidos en estudios. Fuente propia.



- Los suelos fueron catalogados como CH (*arcillas de alta plasticidad*) en casi toda la extensión del estudio, excepto en la zona de Llacao donde a partir de una profundidad de 3.50m se encuentra un suelo grueso catalogado como SM NP (*arena limosas no plásticas*), constituyendo un suelo menos activo.
- El Índice de Plasticidad correspondiente para el suelo del sector Nulti está en un promedio de 45.6 % mientras en el sector Llacao un promedio de 22.7 %, entendiéndose por esto, que este último es más susceptible a sufrir cambios ante la presencia de agua, en vista que requiere menor cantidad para que su suelo pase de estado semisólido al líquido.
- El suelo arcilloso del sector Nulti presenta una cohesión de 0.56 kg/cm², valor mayor al del suelo de Llacao que presenta un valor de 0.22 kg/cm², a los que corresponden igualmente un ángulo de fricción de 6° y 11° respectivamente. Los valores de cohesión son relativamente altos al tratarse de suelos arcillosos en ambas zonas, sin embargo los valores del ángulo de fricción son bastante bajos, indicando escasa resistencia al deslizamiento ante cargas externas. En función de estos parámetros, se puede especificar también basados en los valores de cohesión, que las partículas que conforman el suelo de la zona de Nulti son de mayor tamaño, sin embargo al tener menor ángulo de fricción son más susceptibles a deslizamientos.
- Tomando como referencia el perfil estratigráfico levantado en cada zona, se puede determinar que en Nulti el suelo presenta una creciente resistencia a la penetración registrando un NSPT=5 a 28 golpes, mientras en Llacao se encuentra una discontinuidad aproximadamente a 1.70m de profundidad, registrando un NSPT = 8 a 20 golpes, estos hasta la profundidad máxima de penetración. En la



siguiente tabla se ilustra las variación de la consistencia conforme incrementa la profundidad.

Cabe señalar que para el cálculo de la cohesión se ha empleado la correlación $c=k*NSPT$, donde $k=3.50 \text{ kN/m}^2$.

Profundidad (m)	Nulti				Llacao			
	N SPT	Cohesión (Kg/cm)	Consistencia	SUCS	N SPT	Cohesión (Kg/cm)	Consistencia	SUCS
1	5	0,175	Media	CH	8	0,28	Rígida	CH
1,5	12	0,42	Rígida		9	0,315	Rígida	
2	18	0,63	Muy rígida		5	0,175	Media	
2,5	19	0,665	Muy rígida		8	0,28	Rígida	
3	19	0,665	Muy rígida		11	0,385	Rígida	
3,5	22	0,77	Muy rígida		13	0,455	Rígida	
4	24	0,84	Muy rígida		16	0,56	Muy rígida	SM
4,5	26	0,91	Muy rígida		17	0,595	Muy rígida	
5	26	0,91	Muy rígida		20	0,7	Muy rígida	
5,5	27	0,945	Muy rígida					
6	27	0,945	Muy rígida					
6,5	28	0,98	Muy rígida					
7	28	0,98	Muy rígida					

Tabla 30: Variación de la consistencia del suelo en función del número de golpes NSPT y Clasificación del suelo por método de SUCS. Fuente propia.

- En Nulti se encuentra una arcilla "muy rígida" desde los 2m de profundidad en adelante, que con la aplicación de la misma carga externa puede sufrir asentamientos pero en menor grado que a la misma profundidad en Llacao, que presenta una discontinuidad en la resistencia a la penetración en vista que una capa rígida está sobre una de menor rigidez. En la zona de Llacao no se encuentra una arcilla de consistencia "muy rígida" sino hasta los 4m de profundidad.
- En la Tabla 30 también se puede apreciar que una capa de menor rigidez se extiende hasta los 2m en la zona de Nulti, mientras en la zona de Llacao esta se



extiende hasta los 4m de profundidad, factor a considerar en el diseño y construcción de cimientos pues se verán afectados por los distintos procesos de consolidación cuando se construya la estructura.

- De acuerdo al modelo geotécnico realizado en cada zona, el suelo CH de Nulti entre los 2 a 3m de profundidad presenta una resistencia a la penetración semejante al suelo SM de Llacao entre los 4 a 5m.
- La capacidad portante (q_{adm}) determinada en las zonas de Nulti y Llacao (1.65 kg/cm^2 a 2m de profundidad y 1.19 kg/cm^2 a 2.50m de profundidad respectivamente), permite establecer que el de Nulti presentan una mayor resistencia a menor profundidad, como indica también la **Tabla 27** de la variación de consistencia.
- En cuanto a los asentamientos obtenidos, Nulti registra un mayor asentamiento inmediato de la cimentación propuesta ante una carga admisible también mayor, que en caso de que esta carga fuese aplicada en el suelo del sector Llacao, este presentaría incluso falla por corte, conllevando a daños estructurales por asentamientos exagerados.

5 Conclusiones y recomendaciones.

5.1 Conclusiones.

Suelo natural.

- El suelo existente en el sector de Challuabamba - Nulti está conformado por un 21% de arena y 79% de finos, presenta un índice de plasticidad de 45.6%, que por criterios de clasificación SUCS se define como un suelo CH (arcilla de alta plasticidad).
- En el sector de Llacao se encontró dos tipos de suelos: uno superior que está conformado por 43.6% de arena y 56.4% de finos, con un índice de plasticidad de 22.7%, clasificado como CH (arcilla de alta plasticidad); y otro a mayor profundidad conformado por un 77.4% de arena y 22.6% de finos, con índice de plasticidad de 0%, clasificado como SM (arena limosa no plástica).
- La arcilla de alta plasticidad del sector Nulti - Challuabamba presenta una resistencia a la penetración estándar de $N=18$ golpes a una profundidad de cimentación de 2.00m, lo que caracteriza por tener una baja capacidad de carga y una consistencia muy rígida.
- La arcilla de alta plasticidad del sector Llacao presenta una resistencia a la penetración estándar de $N=8$ golpes a una profundidad de cimentación de 2.50m, lo que caracteriza por tener también una baja capacidad de carga y una consistencia rígida.
- En base a el número de golpes (N) y por medio de correlaciones aplicables, se ha determinado la cohesión del suelo en los sectores de Nulti y Llacao, mismos que corresponden valores de 0.63 kg/cm^2 y 0.28 kg/cm^2 respectivamente,



- características propias de suelos arcillosos de baja capacidad de carga, con relación a otros tipos de suelo constituidos por gravas y arenas.
- Con la aplicación de ensayos de corte directo sobre las muestras obtenidas en el sector de Nulti y Llaqueo, se ha determinado el ángulo de fricción interno (ϕ) de dichos suelos que corresponde a valores de 6° y 11° , y valores de cohesión de 0.56kg/cm^2 y 0.22kg/cm^2 respectivamente, valores que difieren a los obtenidos por correlaciones del ensayo de penetración estándar, sin embargo recaen en características de suelos de baja capacidad de carga.
 - Se optó por emplear los valores de cohesión obtenidos por el ensayo de corte directo, debido a que el mismo se ha realizado en muestras pertinentes a la profundidad de cimentación especificada.
 - Conforme a los resultados obtenidos se ha considerado cimentar, a las profundidades especificadas, previo una sustitución con material de mejoramiento en un espesor mínimo de 50cm, valor adoptado de estudios realizados en la tesis de "*Guía para el mejoramiento de la capacidad de carga en terrenos de consistencia blanda a media*" por Núñez - Solís (2015), colocada en dos capas debidamente compactada con la humedad óptima para alcanzar el peso específico adecuado. Los parámetros y condiciones que debe cumplir el material de mejoramiento se establecen en las *Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del Ministerio de Obras Públicas 001-F 2002*.
 - Los parámetros de resistencia al corte para el cálculo y posterior recomendación de cimentación fueron adoptados en base a consultas previas a profesionales en el campo de la ingeniería civil, y por constatar en documentos realizados con



anterioridad. De esta manera, el valor de peso específico (γ) responde a un valor de 1800 kg/m^3 y ángulo de fricción interna (ϕ) de 32° , que indican que el material de mejoramiento es de buena calidad.

- Las profundidades de cimentación fueron propuestas en base al perfil estratigráfico del sector respectivo: en el sector de Nulti se optó por 2m de profundidad en vista que a esa profundidad se tiene una arcilla "muy rígida" que ofrecerá mayor capacidad de carga; y en el sector de Llaeo se optó por 2.50 m de profundidad, que si bien es cierto se tiene una arcilla de menor capacidad de carga, es necesario excavar hasta esa profundidad para extraer una capa de menor rigidez (ver Tabla 30) con el objetivo de prevenir asentamientos.

Capacidad de carga.

- La cohesión de un suelo expansivo es un parámetro de mucha influencia en el cálculo de su capacidad portante, pues como se ha explicado, la cohesión en un suelo expansivo (arcilloso) es mayor al de un suelo granular, mismo que tiende a cero. Sin embargo, el peso específico conjuntamente con el ángulo de fricción interno es otro parámetro que limita la capacidad portante del suelo expansivo.
- Con la aplicación de la Teoría de Terzaghi sobre la capacidad de carga, se ha determinado la capacidad de carga última de los suelos en estudio, los cuales responden a valores de 4.96 kg/cm^2 en Nulti y 3.58 kg/cm^2 en Llaeo, mientras que el valor de carga admisible considerando un Factor de Seguridad $FS = 3$ es de 1.65 kg/cm^2 y 1.19 kg/cm^2 respectivamente, valores que identifican como suelo duro y sema-duro. Realizando el mejoramiento del suelo de cimentación con material seleccionado, los valores de Capacidad Portante son suficientes

para soportar los esfuerzos producidos por el proyecto propuesto: Vivienda de dos niveles.

Asentamientos.

- Los asentamientos inmediatos obtenidos en base a la Teoría de la Elasticidad responden a valores medios de 0.47 cm en Nulti y 0.34 cm en Llacao bajo la aplicación de la misma carga producida por la estructura y con la respectiva capacidad de carga en cada sector, que son admisibles para mencionado proyecto.
- Al tratarse de suelos expansivos, los asentamientos por consolidación se producirán en distinto grado dada la rigidez que presentan los suelos en las zonas respectivas, habiendo de considerar de igual manera que en Llacao hay la presencia de un suelo areno - limoso sobre el que descansa este suelo arcilloso, que influenciará su comportamiento.

5.2 Recomendaciones.

Como se indicó anteriormente, se recomienda cimentar sobre suelos que presentan mayor rigidez con el fin de evitar asentamientos inmediatos de la estructura y posteriores asentamientos excesivos que originen el fracaso de la misma.

Se deberá retirar las capas que presenten menor resistencia (capas más blandas) para cimentar directamente sobre suelos duros, o en su defecto, colocar sobre estos capas de suelo de mejoramiento que permita incrementar la capacidad portante del suelo de cimentación.

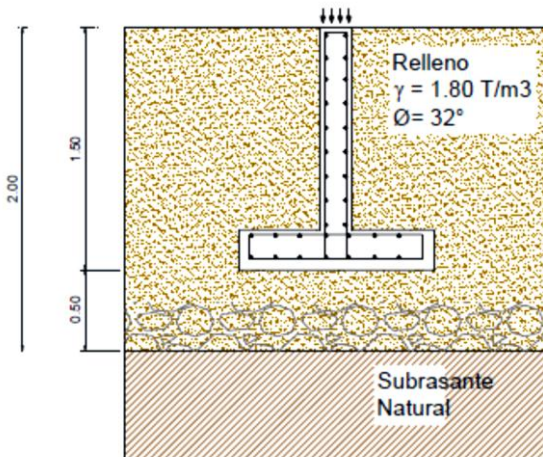
Se puede realizar también una losa de cimentación en lugar de zapatas aisladas como lo realizado en el presente trabajo con el debido diseño y análisis de costos; la capa superficial es CH (según SUCS) y A-7-6 (según la AASHTO) está constituida por un suelo semi-duro, con una consistencia rígida, entonces se deberá estabilizar el suelo a base de cal en un 5% de su peso, tal como indica la Tabla 5, con el fin de obtener un suelo NP (no plástico) y aumentar considerablemente su capacidad portante, o a base de cemento en un porcentaje de 10 a 14% del peso del suelo, como indica la tabla 6. Estos métodos serán considerados siempre y cuando el factor económico no lo impida.

En varios sectores de la parroquia Llacao, Nulti y Challuabamba y sus zonas aledañas, se sabe de la presencia de evidentes problemas geológicos; inestabilidades como deslizamientos, hundimientos, derrumbes etc., es por ello que previo a la ejecución del proyecto, se recomienda realizar una evaluación geológica del predio y un análisis de estabilidad, con la finalidad de desvirtuar cualquier evento geológico que se pudiese presentar o a su vez en caso de detectarse síntomas de posible actividad geológica, se tome medidas de mitigación necesarias para evitar y/o atenuar posibles patologías en la estructura a cimentar.

- Se recomienda como solución de cimentación para la vivienda, el uso de zapatas aisladas arriostradas en sus dos direcciones ortogonales mediante vigas de hormigón armado. Debajo de los zapatas se deberá realizar una sustitución del suelo existente por:

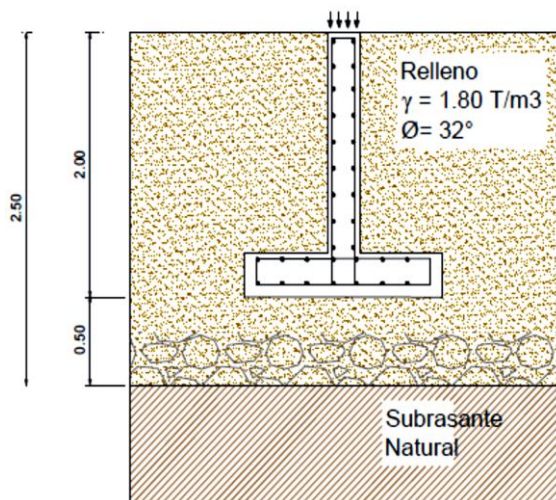
Una capa de material de mejoramiento cuyo valor relativo de soporte CBR sea mayor a 20% $LL(\text{Limite Líquido}) < 35\%$, $IP(\text{Índice de Plasticidad}) < 9\%$, mismo que se lo realizará en dos capas debidamente compactadas de 25cm. c/u, en un espesor total de 0.50mtrs. El porcentaje de compactación a exigir será de 95% con relación al

establecido en laboratorio mediante ensayo AASHO T-180D. Se deberá tener especial precaución que el grado de compactación del material de reposición sea correcto. Con esto se establece una capacidad soportante de 16.50 Tn/m² para el sector de Challuabamba-Nulti, y de 11.90 Tn/m² para el sector de Llaqueo.



(Challuabamba-Nulti)

Con esto se establece una capacidad portante admisible de: **1.65 Kg/cm²**.



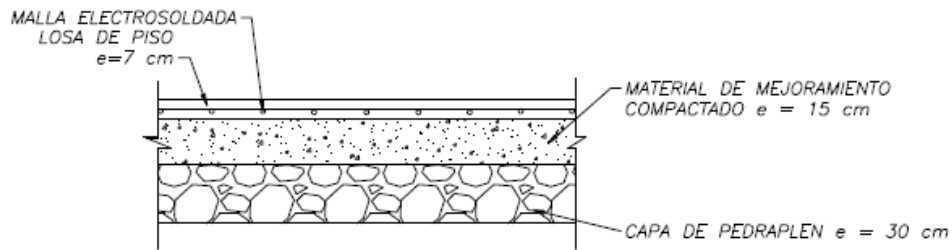
(Llaqueo)

Con esto se establece una capacidad portante admisible de: **1.19 Kg/cm²**.

- Se recomienda que las paredes de la primera planta de la edificación a construir se asentarán sobre vigas de hormigón armado, de tal manera que las cargas de las paredes se transmitan a las columnas y estas a las zapatas.



- Se deberá captar, canalizar y evacuar adecuadamente las aguas pluviales y sanitarias, ya que la infiltración al terreno incide negativamente en la capacidad soportante del mismo.
- Deberá transcurrir el menor tiempo posible entre los procesos de excavación y construcción de las cimentaciones, con el fin de evitar cambios de humedad en las superficies de las excavaciones. Es decir deberá evitarse la exposición prolongada de las excavaciones a la acción del ambiente.
- Para la construcción de las losas de piso de hormigón armado, donde existirá únicamente circulación peatonal, se deberá primero compactar la subrasante natural hasta obtener un porcentaje de compactación mayor a 100% con relación al establecido en laboratorio mediante ensayo AASHO T-180D, después de esto se deberá estabilizar la subrasante con material pétreo que debe estar constituidos por piedras o pedazos de roca, de un tamaño de 10 a 30 cm., exento de materiales arcillosos, con un contenido no mayor de 20% de partículas que pasen el tamiz de 2 pulgadas y de 5% que pasen por el tamiz N° 4 , en un espesor no menor de 30 cm; después de esta capa se deberá colocar una capa de material de préstamo (CBR sea mayor a 20%, Limite Liquido $LL < 35\%$,Índice de Plasticidad $IP < 9\%$), en un espesor no menor de 15 cm. El porcentaje de compactación a exigir será de 95% con relación al establecido en laboratorio mediante ensayo AASHO T-180D. Las losas llevarán una armadura para contrarrestar efectos de contracción por fraguado y temperatura, constituidos por mallas electro soldadas.



- Se deberá tener control técnico adecuado en el proceso constructivo, para que en caso que se presente heterogeneidad en la estratigrafía de las excavaciones, se tome las medidas adecuadas en caso de encontrar zonas de suelos blandos o cambios de estratos; y se deberá ratificar o rectificar los valores calculados de capacidad portante. Además se deberá controlar la buena calidad de los materiales y las dimensiones establecidas en los correspondientes diseños estructurales.
- El cálculo estructural de la edificación deberá estar a cargo de un profesional calificado.

Bibliografía.

- ERAZO MARCO TULLIO (1957): *Recopilación de estudios geológicos, Universidad de Cuenca – Ecuador, Cuenca.*
- JUÁREZ BADILLO, RICO RODRIGUEZ (2005): *Mecánica de suelos I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Limusa, México.*
- LUIS I. GONZÁLEZ DE VALLEJO (2002): *Ingeniería Geológica, Pearson Educación, Madrid.*
- BRAJA M. DAS (2012): *Fundamentos de la Ingeniería de Cimentaciones.*
- BRAJA M. DAS (1983): *Fundamentos de la Ingeniería de Cimentaciones.*
- J. JUSTO, P. DIRAND, E. JUSTO (2002) *Construcción de infraestructuras en terrenos expansivos y colapsables.*
- INFORME PRECUPA (1998), *Capítulo B* pág. 10 – 53.
- VÉLEZ DÁVILA PABLO (2012): *Comprobación de las correlaciones de la presión de expansión con las propiedades índice en suelos del sector Challuabamba, Universidad de Cuenca-Ecuador, Cuenca.*
- NÚÑEZ SOLÍS, RODAS ROMO (2015): *Guía para el mejoramiento de la capacidad de carga en terrenos de consistencia blanda a media, Universidad Central del Ecuador, Quito.*
- http://www.obraspublicas.gob.ec/wpcontent/uploads/downloads/2013/0701-07-2013_ConcursoPublico_StoDomingo-Esmeraldas_Anexo-03-geologia-geotecnia.pdf