ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

SISTEMATIZACIÓN DEL DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA TRANSFORMADORES, GENERADORES Y BOMBAS

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

HENRY MARCELO ERAZO TORRES
henryet19@hotmail.com

DIRECTOR: ING. MSC. JORGE VALVERDE
jvbgeo@gmail.com

Quito, Julio 2010

DECLARACIÓN

Yo, Henry Marcelo Erazo Torres, declaro que el trabajo aquí descrito 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.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

HENRY MARCELO ERAZO TORRES

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por HENRY MARCELO ERAZO TORRES, bajo mi supervisión.

ING.MSC. JORGE VALVERDE
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTO

Mi mayor y más sentido agradecimiento al Ing. Jorge Valverde por su gran ayuda y conveniente dirección de este proyecto.

A los ingenieros miembros del tribunal: In. Sigifredo Díaz e Ing. Jorge Espinoza, por su colaboración.

A todos los profesores de la carrera de Ingeniería Civil por transmitirme sus valiosos conocimientos que me guiarán en mi vida profesional.

Al personal administrativo de la carrera de Ingeniería Civil por su colaboración a lo largo de mi carrera.

A mis compañeros de la carrera que me ayudaron a salir adelante.

A los amigos que están en todas.

DEDICATORIA

A mis padres, Antonio Erazo y Elena Torres, a mis hermanos Yajaira y Cristhian, que siempre están presentes en todos los aspectos de mi vida, brindándome su amor y diciéndome que siga adelante.

A mi linda esposa, Nathalie Valverde, por todo su amor y comprensión, y por aguantarme tanto. A mi futuro hijo que desde ya se convirtió en la alegría en nuestras vidas.

A mis amigos, que siempre me dieron palabras de aliento. Siempre nos unirá la amistad y los buenos recuerdos de una etapa inolvidable.

CONTENIDO

DECLARACIÓN……..……II

CERTIFICACIÓN……...III

COTENIDO……VI

RESUMEN……XIII

PRESENTACIÓN……...XIV

1. CAPÍTULO 1 DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS A CIMENTAR..... 2

1.1 INTRODUCCIÓN 2
1.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS CARGAS DE LOS EQUIPOS..... 2
1.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS TRANSFORMADORES 2
1.2.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS GENERADORES 4
1.2.3 CARACTERÍSTICAS DE LAS BOMBAS 6

2. CAPÍTULO 2 TEORÍA DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO..... 11

2.1 PARÁMETROS DEL SUELO 11
2.1.1 PROPÓSITO DE LA EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO 11
2.1.2 PROGRAMA DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO..... 12
2.1.2.1 Recolección de información preliminar..... 12
2.1.2.2 Reconocimiento del sitio..... 13
2.1.2.3 Investigación preliminar del sitio..... 14
2.1.2.4 Investigación detallada del sitio..... 15
2.1.3 MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DEL SUELO 15
2.1.3.1 Calicatas o pozos 16
2.1.3.2 Perforaciones manuales..... 16
2.1.3.3 Perforaciones mecánicas 17
2.1.3.4 Procedimientos para muestreo del suelo 19
2.1.3.4.1Muestras alteradas con muestreador partido o de media caña. 20
2.1.3.4.2Muestras inalteradas en pozos de cielo abierto 21
2.1.3.4.3Muestras inalteradas con tubo de pared delgada o tubo Shelby21
2.1.3.5 Sondeos del subsuelo 22
2.1.3.5.1Sondeos dinámicos prueba de penetración estándar (SPT).... 23
2.1.3.5.2Sondeos Estáticos..... 26
2.1.3.6 Prueba de la veleta 27
2.1.4 MÉTODOS GEOFÍSICOS..... 28

2.1.4.1 Refracción Sísmica 30
2.1.4.2 Cross-Hole y Down-Hole 33
2.1.4.3 Método de Vibraciones Ambientales o de Microtrepidaciones 39
2.1.5 INFORMACIÓN DE LABORATORIO 43
2.1.5.1 Descripción visual - manual 44
2.1.5.2 Contenido de Humedad 44
2.1.5.3 Granulometría 45
2.1.5.4 Plasticidad 46
2.1.5.5 Permeabilidad 48
2.1.5.6 Compresión no Confinada 49
2.1.5.7 Compresión triaxial 50
2.1.5.8 Corte Directo 54
2.1.5.9 Consolidación 55
2.1.5.10 Compactación Próctor Modificado 57
2.1.5.11 Mejoramiento del suelo 59
2.1.6 CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO PORTANTE 64
2.1.7 ASENTAMIENTOS EN CIMENTACIONES 67
2.1.8 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE (q_{adm}) 70
2.1.9 CARGAS SOBRE LAS CIMENTACIONES 72
2.2 CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN 73
2.2.1 CARGAS DE DISEÑO 73
2.2.1.1 Tipos de cargas 73
2.2.1.2 Condiciones de carga 79
2.2.1.3 Combinaciones de carga 79
2.2.2 MATERIALES 82
2.2.3 DIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN 84
2.2.4 CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO 86
3. CAPÍTULO 3DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA DEL SISTEMA DE CÁLCULO 88
3.1 SISTEMA DE CÁLCULO PARA EQUIPO ESTÁTICO 88
3.2 SISTEMA DE CÁLCULO PARA EQUIPO DINÁMICO 95
3.3 SISTEMA DE CÁLCULO PARA EQUIPO PESADO 103
4. CAPÍTULO 4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 112
4.1 LIMITACIONES EN EL DISEÑO 112
4.1.1 REQUERIMIENTOS MÍNIMOS 113
4.1.2 ANÁLISIS PSEUDO DINÁMICO 114

4.1.3 VIBRACIONES 115
4.2 MÉTODO CONSTRUCTIVO 118
4.3 CONCLUSIONES..... 120
4.4 RECOMENDACIONES 122
5. CAPÍTULO 5 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 124
ANEXO No 1.1 ESTUDIOS DE SUELOS PARA CIMENTACIÓN DE TRANSFORMADOR…….130
ANEXO No 1.2 ESTUDIOS DE SUELOS PARA CIMENTACIÓN DE BOMBA 143
ANEXO No 1.3 ESTUDIOS DE SUELOS PARA CIMENTACIÓN DE GENERADOR…….....157
ANEXO No 2 MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL ECUADOR.....179
ANEXO No 3 MEMORIA DE CÁLCULO DE LA CIMENATCIÓN…….. 181

CUADROS

CUADRO 1.1EJEMPLO DE DATOS TÉCNICOS DE LOS TRANSFORMADORES 3

CUADRO 1.2CLASIFICACIÓN DE LOS TRANSFORMADORES POR SU CAPACIDAD 3

CUADRO 1.3CLASIFICACIÓN DE LOS GENERADORES POR SU VELOCIDAD 5

CUADRO 1.4 EJEMPLO DE DATOS TÉCNICOS DE LAS BOMBAS 7

CUADRO 1.5 EJEMPLO DE FUERZAS Y MOMENTOS EN LAS BOMBAS 8

CUADRO 1.6 CLASIFICACIÓN DE LAS BOMBAS POR SU CAPACIDAD 8

CUADRO 1.7 CLASIFICACIÓN DE LOS EQUIPOS POR SU FRECUENCIA 10

CUADRO 2.1 RELACIÓN ENTRE EL N_{SPT} LA DENSIDAD RELATIVA Y EL ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO EN SUELOS GRANULARES PROPUESTO POR TERZAGHI Y PECK 24

CUADRO 2.2 CORRELACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS DEL ENSAYO N_{SPT}, LA CONSISTENCIA DE ARCILLAS Y LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE PROPUESTOS POR MEYERHOF. 24

CUADRO 2.3 ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DE ARENAS 27

CUADRO 2.4 RELACIÓN ENTRE MATERIALES GOETÉCNICOS Y LA VELOCIDAD DE ONDAS P 33

CUADRO 2.5VELOCIDADES DE ONDAS DE CORTE S Y EL TIPO DE SUELO 39

CUADRO 2.6 GRANULOMETRÍA DE MATERIAL DE MEJORAMIENTO 60

CUADRO 2.7 CARACTERISTICAS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA GEOTEXTIL TEJIDO PARA SEPARACIÓN 62

CUADRO 2.8 CARACTERISTICAS Y ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LA GEOMALLA BIAXIAL PARA REFUERZO 63

CUADRO 2.9 CARACTERÍSTICAS Y ESPECIFICACIONES DE LAS GEOMEMBRANAS 64

CUADRO 2.10 COEFICIENTE COMBINADO DE ALTURA Y EXPOSICIÓN 76

CUADRO 2.11 COEFICIENTE DE PRESIÓN Cq 76

FIGURAS

FIGURA 1.1EJEMPLO DE TRANSFORMADOR 4

FIGURA 1.2 EJEMPLO DE GENERADOR 6

FIGURA 1.3COMPONENTES DE LA FUERZA Y MOMENTOS DE UNA BOMBA 8

FIGURA 1.4 EJEMPLO DE BOMBA 9

FIGURA 2.1 CORRELACION ENTRE qc, Fr Y EL TIPO DE SUELO SEGÚN ROBERTSON Y CAMPANELLA 26

FIGURA 2.2 PRINCIPIOS DE LA REFRACCIÓN SÍSMICA..... 32

FIGURA 2.3 ESQUEMA DE DOWN HOLE CON MÉTODO DIRECTO 36

FIGURA 2.4 DROMOCRONA 36

FIGURA 2.5 ESQUEMA DE DOWN HOLE CON MÉTODO PSEUDO-INTERVALO 37

FIGURA 2.6 PERFIL DE LAS VELOCIDADES SÍSMICAS CON MÉTODO PSEUDO-INTERVALO..... 38

FIGURA 2.7 VELOCIDADES ONDA DE COMPRESIÓN P Y ONDAS DE CORTE S - GEOMATERIALES 38

FIGURA 2.8 PROCEDIMIENTO PARA OBTENER LA RELACIÓN ESPECTRAL H/V 42

FIGURA 2.9 CARTA DE PLASTICIDAD SUCS (ASTM D2487)..... 48

FIGURA 2.10 ENVOLVENTE DE FALLA O CURVA DE RESISTENCIA INTRÍNSECA..... 51

FIGURA 2.11 ENVOLVENTE DE FALLA Y CÍRCULOS DE MOHR, PARA EL ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL TIPO UU..... 52

FIGURA 2.12 REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS RESULTADOS DE UN ENSAYO TRIAXIAL TIPO UU, SI SE TIENE UNA ARCILLA SATURADA 52

FIGURA 2.13 ENVOLVENTE DE FALLA Y CÍRCULOS DE MOHR, PARA EL ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL TIPO CU..... 53

FIGURA 2.14 ENVOLVENTE DE FALLA Y CÍRCULOS DE MOHR, PARA EL ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL TIPO CD..... 54

FIGURA 2.15 CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA UNA ARCILLA SUAVE .. 56

FIGURA 2.16 CURVA TÍPICA DE COMPACTACIÓN..... 58

FIGURA 2.17 LA ENERGÍA DE COMPACTACIÓN EN LA CURVA PRÓCTOR.. 59

FIGURA 2.18 ASENTAMIENTO ELÁSTICO DE CIMENTACIONES FLEXIBLES Y RÍGIDAS 69

FIGURA 2.19 VALORES DE α_r PARA EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS EN CIMENTACIONES RÍGIDAS..... 70

FIGURA 2.20 AMPLITUDES PERMISIBLES PARA MAQUINARIA..... 78

FIGURA 2.21 ANCHO NECESARIO PARA CIMENTACIONES DE BOMBAS 85

FIGURA 4.1 MODOS DE VIBRACIÓN DE UNA CIMENTACIÓN 115

FIGURA 4.2 MÉTODO DE AISLAMIENTO 116

FIGURA 4.3 AISLADORES CON RESORTES METÁLICOS..... 117

FIGURA 4.4 AISLADORES DE VIBRACIÓN POR ZANJAS..... 118

SIGLAS

A.C.I.	Con sus siglas en inglés, American Concrete Institute.
A.P.I	Con sus siglas en inglés, American Petroleum Institute.
A.S.C.E.	Con sus siglas en inglés, American Society of Civil Engineers.
C.E.C	Código Ecuatoriano de la Construcción.
I.G.M.	Instituto Geográfico Militar del Ecuador.
I.S.	Con sus siglas en inglés, Indian Standard.
M.O.P.	Ministerio de Obras Públicas del Ecuador.
N.F.P.A.	Con sus siglas en inglés, National Fire Protection Association, de los Estados Unidos
S.A.P.	Programa de análisis estructural. Con sus siglas en inglés, Structural Analysis Program,

RESUMEN

Esta tesis está orientada a las personas que requieran realizar un diseño, de una cimentación para equipos como: los generadores, transformadores o equipos de bombeo. Se presenta la importancia que tiene el planeamiento investigativo de exploración del subsuelo y los resultados obtenidos en los estudios geotécnicos, dentro del diseño de la cimentación. Además de lo anterior, se da a conocer la normativa que rige al diseño estructural, de una cimentación para equipo vibratorio y también se describen métodos prácticos, para mejorar el comportamiento de este tipo de cimentaciones.

Se realizó el cálculo geotécnico y estructural de un generador de 14 toneladas, un transformador de 6 toneladas y una bomba centrífuga de agua de 2 toneladas, mediante una hoja electrónica. En cada caso, primero se determinó la capacidad de carga admisible del suelo natural y luego del suelo mejorado. Segundo, en los pernos de anclaje, se aplicó las cargas de diseño, y las fuerzas y momentos de movimiento provocados por el equipo, con sus diferentes combinaciones de carga, de esto se obtuvo los momentos y cortes máximos, además de los asentamientos, necesarios para determinar los esfuerzos de reacción del suelo, que deben ser menores a la capacidad de carga admisible. Tercero, comprobado lo anterior, se siguió con el diseño por corte, punzonamiento y flexión de la cimentación; este último determina la cuantía de refuerzo necesario para la cimentación. Cuarto en el caso del generador y la bomba centrífuga se tuvo en cuenta la relación mínima de masas entre el equipo y la cimentación para disminuir o absorber, parte de las vibraciones.

PRESENTACIÓN

Los equipos tratados en esta tesis, desempeñan funciones de suma importancia en los sectores industriales, eléctricos, petroleros, entre otros. De igual forma es de suma importancia el diseño de la cimentación que estará acoplada al equipo.

Debido a que todos los equipos deben funcionar en condiciones estables, se ha creído conveniente la realización de esta tesis, que servirá como fuente de consulta y de ayuda en el diseño de cimentaciones para equipos como transformadores, generadores y equipos de bombeo.

Este trabajo describe los métodos más importantes y útiles para el diseño de la cimentación. También mediante la utilización de un programa computarizado, se ha realizado la modelación de la cimentación para obtener los esfuerzos y asentamientos.

Este estudio busca contribuir con los ingenieros y personas interesadas al momento de diseñar una cimentación óptima, que cumpla con los requerimientos mínimos, establecidos por las diferentes normas y códigos de construcción.

CAPÍTULO 1
DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS A CIMENTAR

1.1 INTRODUCCIÓN

Un factor importante dentro de la revolución industrial fue la utilización de la maquinaria, cuyo propósito fue acelerar los procesos de producción y sustituir la mano de obra; desde entonces, existe una variedad prácticamente inabordable de equipos distintos, pero debido a sus características físicas, específicamente a su peso y tamaño, deben manejarse con precaución. De ahí la importancia de diseñar cimentaciones resistentes, que transmitan las cargas al suelo de una forma adecuada.

Los generadores, los transformadores y los equipos de bombeo, son importantes dentro de los sectores industriales, eléctricos y petroleros, donde no se admiten paralizaciones de producción, ya que implica pérdidas económicas significativas, por esta razón estos sectores invierten gran cantidad de dinero en hacer que todo tenga un buen funcionamiento; de ahí la importancia que tiene la cimentación que soporta al equipo. En otras palabras, el conjunto equipo-cimentación, debe suministrar un funcionamiento estable, seguro, eficiente, continuo y confiable.

1.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS CARGAS DE LOS EQUIPOS

Los equipos tienen varias características físicas, que son de importancia a la hora de diseñar la cimentación óptima.

1.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS TRANSFORMADORES

El transformador es un dispositivo electromagnético, que permite aumentar o disminuir la tensión y la intensidad, de manera que su producto sea constante de acuerdo a las necesidades del usuario final. Los transformadores son de aplicación en zonas urbanas, industriales, mineras, petroleras, grandes centros comerciales y toda actividad que requiera la utilización intensiva de energía eléctrica. La función más importante de los transformadores es la fase de transporte de energía eléctrica, a larga y media distancia. Debido a que los conductores reales tienen una cierta resistencia al paso de la corriente, y el transporte desde las centrales eléctricas hasta los lugares de consumo puede ser de cientos de kilómetros, se tiene que contemplar la pérdida de potencia que se produce en este transporte. La forma de minimizar esta pérdida es efectuando el transporte a elevadas tensiones y con bajas intensidades. Por lo tanto, se utilizan equipos de transformadores para elevar la tensión a valores adecuados para el transporte. Por lo contrario, los equipos conectados a la red no pueden operar a tensiones altas (sería muy peligroso). Cerca de los lugares de consumo se ha de volver a realizar otra transformación de tensiones, con el fin de corresponder la tensión a los valores de consumo.

Existen varios tipos de transformadores entre otros están los de potencia, de distribución, de baja y alta tensión y los autotransformadores; cada tipo de transformador tiene un rango de capacidad, que va de menor a mayor, lo cual afecta directamente en las características físicas del equipo, es decir en su peso y tamaño. Los componentes de un transformador son los siguientes:

-El devanado o hilo de cobre enrollado sobre un núcleo cerrado de hierro, existen dos devanados, el primario y el secundario.

-Devanado primario corresponde a la entrada del transformador.

-Devanado secundario corresponde a la salida transformada de la corriente.

-Núcleo es por donde circula el flujo magnético creado por el devanado primario, está hecho de hierro dulce o hierro de silicio.

Los datos técnicos más importantes de los transformadores, dados por los fabricantes son los mostrados en el cuadro 1.1

CUADRO 1.1
EJEMPLO DE DATOS TÉCNICOS DE LOS TRANSFORMADORES

POTENCIA	FRECUENCIA	PESO	DIMENSIONES		
KVA	HZ	TON	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)
Desde 50	50 - 60	0,77	1	1	1,6
sobre 275000	60	228,135	6,915	6,44	7,695

FUENTE: Delixi, Power Transformer y WEG, Power Transformer
ELABORACIÓN: Henry Erazo.

Los datos técnicos de los transformadores varían de acuerdo al fabricante, pero todos los transformadores deben cumplir con los estándares internacionales constructivos y de calidad. Los transformadores se los puede clasificar de acuerdo a su capacidad, ver cuadro 1.2. Además en la figura 1.1 se tiene un ejemplo de una cimentación para transformador.

CUADRO 1.2
CLASIFICACIÓN DE LOS TRANSFORMADORES POR SU CAPACIDAD

	POTENCIA	FRECUENCIA	PESO	DIMENSIONES		
CAPACIDAD	KVA	HZ	TON	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)
BAJ A	50-800	50 o 60	1 - 3	< 2,2	< 1,2	< 1,9
MEDIA	800-6300	50 o 60	3 - 20	< 4,3	< 3,3	< 4,6
ALTA	6300 – 63000 o más	50 o 60	20 – 70 o más	> 4,3	> 3,3	> 4,6

FUENTE: Delixi, Power Transformer y WEG, Power Transformer
ELABORACIÓN: Henry Erazo.

FIGURA 1.1
EJEMPLO DE TRANSFORMADOR

FUENTE: AREVA T&D. Reactores y transformadores de potencia.

Los transformadores son dispositivos estáticos, ya que transfieren energía eléctrica de un circuito a otro sin cambio de frecuencia. Al transformador se lo considera poseedor de un rendimiento muy alto en relación a las máquinas eléctricas rotativas.

La frecuencia nominal de muchos de los transformadores es igual a la frecuencia nominal industrial, es decir que se acoplan a la frecuencia del sistema eléctrico de cada país, en la mayoría de regiones se utilizan frecuencias de 50 o 60 Hz., en nuestro país se utiliza la frecuencia de 60 Hz.

La cimentación para este tipo de equipos se caracteriza por soportar cargas considerables en áreas pequeñas. Debido a esta característica, el diseño de la cimentación, debe ser orientado para obtener como resultado una cimentación rígida.

1.2.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS GENERADORES

A los generadores se los conoce, también, como dínamos o alternadores. Un dínamo es un generador eléctrico destinado a la transformación de energía

mecánica en eléctrica. Un generador eléctrico consta de dos partes fundamentales:

-Una parte fija llamada estator donde se genera el campo magnético.

-Una parte móvil llamada rotor que gira en su interior y donde se crean las corrientes inducidas.

El generador es considerado una máquina de tipo rotatoria, ya que presenta una masa que gira alrededor de un eje con cierta excentricidad. Uno de los aspectos del los fabricantes es balancear las partes móviles que producen el movimiento, pero en realidad es difícil que se obtenga un balance perfecto, debido a factores como: los procedimientos de diseño, fabricación, instalación y mantenimiento. Los generadores deben ser balanceados en fábrica, atendiendo los límites de vibración establecidos por las normas IEC34-14, NEMA MG1 – Parte 7 y NBR 11390 o similares.

Existen dos tipos de generadores los de media-baja y alta velocidad de rotación, los de baja velocidad de rotación son aquellos que operan a menos de 1500 r.p.m. o 1800 r.p.m. Los generadores de alta velocidad son aquellos que operan desde 3000 r.p.m. o 3600 r.p.m. hasta velocidades que llegan a 10000 r.p.m. Los datos técnicos más importantes de los generadores, dados por los fabricantes son los mostrados en el cuadro 1.3

CUADRO 1.3
CLASIFICACIÓN DE LOS GENERADORES POR SU VELOCIDAD

VELOCIDAD DE OPERACIÓN	SALIDA	ROTACION NOMINAL	FRECUENCIA	VOLTAJE	PESO	DIMENSIONES		
	KW	RPM	HZ	V	TON	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)
Alta	20 - 2000	1800 o 1500	60 o 50	200 - 13800	0,845 - 10,83	1,6 - 4,9	0,57 - 2,2	1,1 - 2,9
Media - Baja	1680 - 5720	1000 o menos	60 o 50	380 - 13800	37,98 - 68,5 o más	9,1 - 10,6 o mas	3,9 - 4,3 o más	2 o más

FUENTE: HYUNDAI, Diesel Generator Sets.
ELABORACIÓN: Henry Erazo.

Los datos técnicos de los transformadores varían de acuerdo al fabricante, pero todos los generadores, deben cumplir con los estándares internacionales constructivos y de calidad.

FIGURA 1.2
EJEMPLO DE GENERADOR

FUENTE: CATERPILLAR, Diesel Generator Sets

La mayoría de los generadores comerciales se pueden convertir de 60 a 50 Hz. La regla de oro es que los generadores de 60 Hz funcionan a 1800 rpm y los generadores de 50 Hz funcionan a 1500 rpm. Con la mayoría de los generadores, cambiar la frecuencia sólo requiere bajar las rpm del motor.

Los generadores son máquinas vibratorias. Por lo tanto las cimentaciones de estos equipos, además de ser diseñadas, para soportar cargas considerablemente altas, se deben diseñar, para prevenir el fenómeno de resonancia y la transmisión de vibraciones peligrosas al suelo. Teniendo como resultado una frecuencia natural de la cimentación diferente a la frecuencia de operación del generador.

1.2.3 CARACTERÍSTICAS DE LAS BOMBAS

Una bomba es una máquina hidráulica, que transforma la energía mecánica de un impulsor rotatorio llamado rodete, en energía cinética y potencial, estos equipos se encargan de transferir la energía al fluido, que puede ser líquido o la mezcla de líquidos con sólidos, como el hormigón antes del fraguado; al incrementar la

energía del fluido se incrementa su presión, su velocidad y/o su altura, es decir, se consigue, mover un fluido de una zona baja de menor presión o altitud, a una zona de mayor presión o altitud. El funcionamiento de la bomba empieza cuando absorbe el fluido de las tuberías de succión, luego el fluido entra por el centro del rodete, que dispone de unos álabes para conducir el fluido, y por efecto de la fuerza centrífuga es impulsado hacia el exterior, donde es recogido por la carcasa o cuerpo de la bomba, que por el contorno de su forma lo conduce hacia la tubería de salida o hacia el siguiente rodete.

Las bombas son consideradas como máquinas reciprocantes y/o rotatorias, las bombas reciprocantes se caracterizan por convertir un movimiento translatorio en un movimiento rotatorio y viceversa. La dirección del movimiento puede ser horizontal o vertical. Las bombas hidráulicas centrífugas se caracterizan por el movimiento rotatorio. La velocidad de operación de la bomba, depende de la velocidad de giro del motor que la acciona. La máxima velocidad de rotación según API Standard 610 (American Petroleum Institute, Centrifugal Pumps for petroleum, petrochemical and natural gas industries), es de 3600 r.p.m. para las bombas centrífugas.

Los datos técnicos más importantes de las bombas, dados por los fabricantes son los mostrados en el cuadro 1.4

CUADRO 1.4
EJEMPLO DE DATOS TÉCNICOS DE LAS BOMBAS

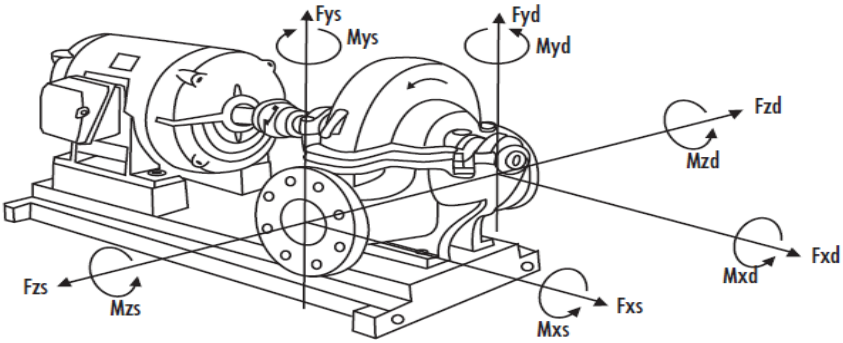
TAMAÑO	VELOCIDAD	FRECUENCIA	PESO	DIMENSIONES		
In.	RPM	HZ	TON	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)
2x21/2x9	3500	60	0,131	1,07	0,52	0,16
14x16x18	1750	60	2,07	2,09	0,78	0,39

FUENTE: AURORA, Engineering Specications.
ELABORACIÓN: Henry Erazo.

Las fuerzas y momentos producidos por el efecto de la succión y la descarga, deben ser tomados en cuenta en el diseño de la cimentación y de los anclajes. En

la figura 1.3 se puede observar las componentes de la fuerza y el momento, así mismo el fabricante debe proporcionar los valores de éstos para cada bomba.

FIGURA 1.3
COMPONENTES DE LA FUERZA Y MOMENTOS DE UNA BOMBA



FUENTE: AURORA, Engineering Specications.

CUADRO 1.5
EJEMPLO DE FUERZAS Y MOMENTOS EN LAS BOMBAS

TAMAÑO	FUERZAS (TON)			MOMENTOS (TON.M)		
IN	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
2x21/2x9	0,089	0,112	0,335	0,034	0,048	0,041
14x16x18	0,469	0,647	1,607	0,483	0,654	0,749

FUENTE: AURORA, Engineering Specications.
ELABORACIÓN: Henry Erazo.

CUADRO 1.6
CLASIFICACIÓN DE LAS BOMBAS POR SU CAPACIDAD

	CAUDAL	VELOCIDAD	FRECUENCIA	PESO	DIMENSIONES		
CAPACIDAD	G.P.M	RPM	HZ	TON	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)
BAJA	5 - 400	1150-1750- 3500	50 o 60	0,13 - 2	< 1	< 0,5	< 0,2
MEDIA	400 - 5000	1150-1750-3500	50 o 60	2 - 10,6	1 - 4	0,5 - 1	0,2 - 0,5
ALTA	5000 - 15000 o más	1500-1800-4100	50 o 60	> 10	> 4	> 1	> 0,5

FUENTE: AURORA, Engineering Specications.
ELABORACIÓN: Henry Erazo.

FIGURA 1.4
EJEMPLO DE BOMBA

FUENTE: RUTHMAN, Process Industrial Pumps

La importancia del diseño de una cimentación óptima, para soportar a una bomba, está dada por los problemas que se pueda evitar. Según la norma NFPA 20-03 (Standard for the Installation of Stationary Pump for Fire Protection), los problemas ocasionados por cimentaciones inapropiadas o no rígidas, son los siguientes:

- Consumo de demasiada energía para el motor.
- Exceso de ruido o vibración de la bomba.
- Sobrecalentamiento de la bomba o motor.
- Fugas en el sello en la caja de prensa estopas.

La misma norma NFPA 20-03, para solucionar estos problemas, recomienda en primera instancia ajustar los pernos de anclaje, nivelar y alinear el equipo, o de ser necesario reemplazar la cimentación.

Los equipos se los puede clasificar de acuerdo a su frecuencia de operación así:

CUADRO 1.7
CLASIFICACIÓN DE LOS EQUIPOS POR SU FRECUENCIA

FRECUENCIA	VALOR	TIPO
Baja – media	0 - 500	Grandes máquinas reciprocantes
Media – alta	300 – 1000	Máquinas reciprocantes de medio tamaño, como máquinas de gasolina y diesel
Muy alta	> 1000	Máquinas de combustión interna como motores eléctricos y turbogeneradores

FUENTE: Juárez C. 1998.
ELABORACIÓN: Henry Erazo

CAPÍTULO 2
TEORÍA DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

2.1 PARÁMETROS DEL SUELO

Un factor importante para diseñar una cimentación, es conocer el tipo de suelo existente en el sitio. El suelo es un medio no homogéneo, es decir, que su perfil estratigráfico puede ser variado. Para conocer los parámetros del suelo, se debe evaluar las condiciones en las que se encuentra el sitio, investigando los procesos geológicos a los que el depósito de suelo fue sometido, y con los que fue conformado, complementando con una exploración del subsuelo.

2.1.1 PROPÓSITO DE LA EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Cuando se realizan investigaciones para identificar las características físicas y mecánicas de las capas o estratos de suelo, se denomina exploración del subsuelo. Su propósito en general es obtener información que ayude al ingeniero en lo siguiente:

-Reconocer el estado del depósito de cada suelo, es decir sus procesos geológicos, si hubo recientes rellenos, excavaciones e inundaciones así como también alteraciones subterráneas o trabajos mineros previos.

-Determinar la profundidad, espesor y composición de cada estrato

-Seleccionar el tipo y profundidad de la cimentación adecuada para la cimentación.

-Determinar la localización del nivel freático.

-Determinar las propiedades índice: físicas y químicas de los estratos del suelo, para detectar problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, relleno sanitario, etc.)

-Determinar las propiedades mecánicas del suelo.

-Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.

-Estimar el asentamiento probable de la cimentación.

2.1.2 PROGRAMA DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

El programa de exploración del subsuelo, incluye alguna o varias etapas, entre ellas la recolección de información preliminar, el reconocimiento y la investigación del sitio.

2.1.2.1 Recolección de información preliminar

Esta etapa incluye la obtención de información, respecto al tipo de estructura por construir y su uso general, el reglamento local de construcción, una idea general de la topografía y del tipo de suelo que se encuentra cerca y alrededor del sitio propuesto, se obtiene de las siguientes fuentes:

- Mapas de levantamientos geológicos y topográficos

- Información hidrológica.

- Códigos y especificaciones de la construcción

La información obtenida así es sumamente útil en la planeación de una investigación de sitio.

La información sobre geografía, cartografía, topografía y hasta fotogrametría se encuentra publicado en nuestro país por el Instituto Geográfico Militar, IGM.

2.1.2.2 Reconocimiento del sitio

El ingeniero debe siempre hacer una visita de campo esto podría revelar información sobre el tipo y comportamiento de estructuras vecinas, rajaduras, hundimientos y atascamientos visibles en puertas y ventanas. El observar el tipo de cimientos locales puede influir considerablemente en la extensión del programa de exploración y en un tipo de cimentación mejor

La información visual que se debe obtener son las siguientes: la topografía, la existencia de canales de drenaje, la erosión, la vegetación, los rellenos sanitarios y otros materiales existentes en el sitio. En la construcción de carreteras y vías férreas cercanas, así como también, en las paredes de canales de corriente, se puede observar los diferentes tipos de estratos y la profundidad del lecho rocoso.

La profundidad del agua subterránea se la puede observar en pozos y lagos cercanos. Visualizar el tipo de zanjas que deja la escorrentía superficial o la erosión, ayuda a identificar el tipo de suelo, debido a que, si la sección transversal de la zanja tiene forma de V, con pendiente uniforme, el tipo de suelo es arena; cuando la sección de la zanja tiene forma de U, el tipo de suelo es limo. Otra forma de obtener información visual, es desde un lugar elevado, donde se puede ver de una forma global la topografía, el drenaje, la erosión, la vegetación, también zonas inaccesibles o de poca visibilidad desde el suelo; esta evaluación puede complementarse con la ayuda de fotogrametrías aéreas del sitio, teniendo en cuenta que, el investigador requiere de un entrenamiento especial para reconocer datos detallados del suelo.

En algunos de los casos esta etapa de reconocimiento, sirve para identificar el probable tipo de depósito de suelo y podría llevar a acabar con el programa de

exploración sin estudios adicionales; pero en la mayoría de los casos, los datos del reconocimiento sirven de ayuda, para tener un orden dentro del programa de exploración y para interpretar los resultados de la misma.

2.1.2.3 Investigación preliminar del sitio

La fase de investigación preliminar del sitio consiste en efectuar sondeos de prueba y recolectar muestras del suelo para subsecuentes observaciones y pruebas de laboratorio. La profundidad mínima aproximada requerida de los sondeos debe ser predeterminada. La profundidad puede cambiar dependiendo del subsuelo encontrado.

Un buen planeamiento de esta fase permite obtener información específica y confiable con la menor utilización de los recursos, es decir se debe determinar en lo posible la ubicación, la profundidad mínima y el espaciamiento de las perforaciones; en esta fase se obtiene información aproximada y también definitiva acerca de la profundidad, extensión, espesor, composición, resistencia y compresibilidad de los estratos, así como también la profundidad del nivel freático y del lecho rocoso. En cuanto a la determinación de la profundidad mínima, el objetivo de tal profundidad, es verificar si los estratos soportantes de suelo tienen las características de resistencia y compresibilidad, de tal modo que estén dentro del rango que se espera para el diseño de la estructura. Con respecto al número de perforaciones, el objetivo es llegar a establecer un razonable perfil estratigráfico del subsuelo; el número de perforaciones es el resultado de poder cubrir el área de extensión, la profundidad y espesor del estrato soportante, las perforaciones deben hacerse en puntos localizados, donde el suelo presente posibles asentamientos, que pueden afectar adversamente al comportamiento de la estructura propuesta.

2.1.2.4 Investigación detallada del sitio

Luego de evaluar los resultados obtenidos en la fase anterior, se debe decidir si la información es suficiente, o por lo contrario, asumir un programa de exploración más detallado. Las perforaciones preliminares son de ayuda para ubicar las perforaciones adicionales, estas perforaciones sirven para definir zonas de suelo pobre, brotes de rocas, rellenos y otras áreas que pueden afectar adversamente el diseño y construcción de la cimentación, tomar suficientes muestras de suelo ayudan a mejorar nuestro diseño en caso de requerir, un inusual procedimiento de construcción de la cimentación.

2.1.3 MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DEL SUELO

La exploración del suelo donde se implantará la cimentación, se debe realizar utilizando una o varias de las técnicas siguientes:

- Calicatas o pozos
- Perforaciones manuales
- Perforaciones mecánicas
- Procedimientos para muestreo, entre los cuales están: el muestreador partido o de media caña, el muestreo en pozos de cielo abierto, el muestreador de pared delgada o tubo Shelby
- Sondeos del subsuelo
- Prueba in situ, prueba de la veleta
- Métodos Geofísicos

2.1.3.1 Calicatas o pozos

Son las excavaciones en el suelo tipo pozos, zanjas, etc. que permiten una observación directa del terreno, sirve para la tomar buenas muestras representativas alteradas del suelo, sin embargo su principal aplicación es la obtención de muestras inalteradas de la más alta calidad. Este tipo de reconocimiento puede realizarse con:

-Profundidades moderadas (<4 m) y profundidades mayores en terrenos que requieran poca entibación.

-Ausencia de nivel freático o cuando existan aportaciones de agua moderada.

-Suelos preferentemente cohesivos.

Debe evitarse practicar este método, cuando pueda deteriorarse el suelo de apoyo de las futuras cimentaciones, o se creen problemas de inestabilidad para estructuras aledañas. Se recomienda tomar en cuenta la norma ASTM D-420 para el desarrollo de estas excavaciones.

2.1.3.2 Perforaciones manuales

Las perforaciones con barrena helicoidal y cuchara posteadora, su uso es manual, se las utiliza para obtener muestras de arenas, limos, arcillas o mezclas de éstos, que no contengan gravas o cantos rodados. Estas muestras extraídas son totalmente alteradas pero sirven para identificación y determinación de la humedad natural. Con este tipo de herramientas y cuando el nivel freático está sobre el nivel de la muestra, no es posible obtener muestras confiables de arena sin cohesión. Las perforaciones manuales son adecuadas para profundidades que van desde 2.0 m hasta los 10.0 m, con diámetros de 4, 6 u 8 pulgadas, en ocasiones pueden realizarse perforaciones más profundas, esto depende de si el suelo es tipo cohesivo, ya que las paredes de la cavidad perforada pueden derrumbarse, haciendo necesaria la colocación de ademes o tubo metálico, esto

dificulta la perforación ya que para colocar los ademes es necesario retirar la barrena.

Estos métodos son eficientes hasta cuando las condiciones del nivel freático y la profundidad alcanzada con el equipo permitan una caracterización adecuada del terreno; por otro lado una ventaja de estas perforaciones es que se tiene una cavidad seca hasta llegar al nivel freático, lo cual permite definir con mucha precisión la profundidad de dicho nivel. Las perforaciones manuales están normalizadas por ASTM D-1452.

2.1.3.3 Perforaciones mecánicas

Son perforaciones realizadas a presión, percusión o rotación, con diámetros habituales entre 65 y 140 mm, y que sirven para la extracción, reconocimiento del suelo, obtención de muestras y para la realización de algunos ensayos in situ.

Las perforaciones a presión o por lavado se recomiendan en suelos blandos, consisten en inyectar agua por medio de un tubo de lavado de 2 a 3m de largo conectado, el cual tiene en su extremo inferior una barrena que perfora el suelo e inyecta el agua por un pequeño orificio. Se utiliza una bomba para inyectar el agua a presión por medio de una manguera conectada al tubo de lavado, el agua inyectada sale por el orificio que se encuentra en la parte inferior del tubo de lavado, empujando hacia arriba partículas del suelo removido junto con agua y lodo, las cuales después se pasan por un tamiz para separar los fragmentos de tierra. Debido a que este procedimiento necesita gran cantidad de agua, se debe reutilizar el agua ya inyectada, luego de pasarla por los tamices. Sin embargo, para que la información que se deriva de este estudio sea confiable, el técnico perforador debe tener experiencia en detectar los cambios en las características de los materiales, y en relacionar el comportamiento de la tubería de lavado, con la apariencia y el color del agua del lavado que sale a la superficie. El sistema no se recomienda en perforaciones muy profundas.

Las perforaciones a percusión se recomiendan en gravas gruesas, suelos rocosos o con grandes cantos, permite hacer perforaciones de hasta 50m de profundidad. El avance a través de depósitos de gravas o rocas es extremadamente difícil y lento, llegando a requerirse, en algunos casos, el empleo de dinamita para aflojar y romper las piedras y permitir el paso del ademe. Este procedimiento consiste en golpear el suelo con una barrena bastante pesada, que se deja caer desde una altura de 5.0 m con la finalidad de romper y triturar el suelo y las rocas hasta lograr un material parecido al limo que tenga cohesión con las características del lodo. El procedimiento tiene limitaciones, sobre todo cuando se quiere analizar las muestras, pues los golpes convierten el material en una lechada lodosa muy difícil de clasificar y tampoco se puede detectar la presencia de estratos pequeños ni sus características.

Las perforaciones a rotación son parecidas a las perforaciones por lavado, pero aquí se hace rotar rápidamente las barras de perforación conectadas a brocas que cortan y muelen el suelo. Con el fin de evitar desplomes en las paredes de la perforación se utiliza bentonita con agua para que tape y recubra los poros permeables del suelo, el agua viene a trabajar también como refrigerante de la broca Este proceso es el más rápido en comparación con el de lavado y de percusión, y puede hacerse en roca, arcilla y arena. Esta prueba está regida por la norma ASTM D-2113. Las perforaciones mecánicas deben utilizarse cuando el programa de exploración requiera:

-Llegar a profundidades superiores a las alcanzables con calicatas y perforaciones manuales.

-Reconocer el estrato bajo el nivel freático.

-Atravesar capas rocosas, o de alta resistencia.

-Extraer muestras inalteradas profundas.

-Realizar pruebas de deformabilidad o resistencia de tipo presiométrico, molinete, penetración estándar, etc.

-Tomar muestras de acuíferos o realizar ensayos de permeabilidad in situ.

Dentro de los diversos métodos de penetración mecánica disponibles debe elegirse el más adecuado a la naturaleza del suelo y al muestreo o testificación previstos. Recomendaciones que deben tenerse en cuenta para la utilización de cada tipo de perforación:

-Las perforaciones a percusión son preferibles por su calidad, siempre que el suelo pueda atravesarse con la energía disponible y no haya lugar a reclamaciones por el ruido asociado al golpeo. Este método esta especialmente indicado para reconocer suelos granulares gruesos, adaptando el diámetro de la perforación al tamaño de las gravas o cantos a atravesar. Normalmente se emplea tubería de hinca o tomamuestras a percusión. En el caso de suelos granulares finos se utilizan cucharas con cierre inferior de clapeta.

-Las perforaciones a rotación, pueden utilizarse en cualquier tipo de terreno, aunque pueden existir problemas en el reconocimiento de suelos granulares finos bajo el nivel freático y en el caso de cantos o gravas gruesas. También deben interpretarse con cuidado, las muestras extraídas de suelos colapsables bajo la acción del agua de inyección y las de rocas blandas de tipo areniscas o que pueden fragmentarse excesivamente por efecto de la rotación.

2.1.3.4 Procedimientos para muestreo del suelo

Dos tipos de muestras de suelo se obtienen durante una exploración del subsuelo: alteradas e inalteradas. Las muestras alteradas pero representativas son generalmente usadas para los siguientes tipos de pruebas de laboratorio:

-Análisis granulométrico.

-Plasticidad.

-Peso específico de partículas, contenido de sulfatos, materia orgánica, etc.

-Clasificación del suelo.

-Estratigrafía.

Las pruebas que se realizan con las muestras inalteradas en el laboratorio son:

-Pruebas de consolidación.

-Permeabilidad.

-Resistencia al corte.

-Peso específico aparente.

-Además de las pruebas que se realizan con las muestras alteradas.

2.1.3.4.1 Muestras alteradas con muestreador partido o de media caña

Estas muestras son las más comunes, obtenidas generalmente en las perforaciones por lavado y en perforaciones con barreno; es decir que sirven para obtener muestras generalmente alteradas pero son aun representativas. Este muestreador consiste en un tubo de acero de pared gruesa, cortado longitudinalmente en dos mitades, que para el muestreo, van unidas por piezas de los mismos diámetros, roscadas en sus extremos; el tubo cortado o partido, forma el tramo de mayor longitud del muestreador denominado cañón o cuerpo; la pieza roscada en el extremo inferior, conocida como boquilla cortante, facilita la penetración del muestreador en el suelo; la pieza roscada del extremo superior sirve de acople entre el tubo partido y las barras de perforación, también tiene una válvula de cierre, que permite el paso del agua desde el interior del muestreador, hacia las barras de perforación y lo evita en sentido contrario.

Cuando un barreno se lleva hasta una profundidad predeterminada, las herramientas de perforación se retiran y el muestreador se baja al fondo del agujero barrenado, luego se extrae de la cavidad con la muestra en su interior,

debido a que el tubo es partido éste permite separar sus mitades y extraer la muestra con facilidad. Mediante el empleo de este método se obtienen muestras representativas, aunque alteradas en su estructura, que proporcionan información acerca de la estratigrafía de los suelos que se muestrean.

2.1.3.4.2 Muestras inalteradas en pozos de cielo abierto

Los pozos a cielo abierto de sección cuadrada o circular, de 1.5 a 2m por lado o diámetro, con profundidades de 5 a 10m; son óptimos para obtener muestras inalteradas, cuidadosamente talladas cortadas a mano, de cada uno de los estratos. Constituyen la mejor muestra inalterada obtenible para la observación detallada de la estratigrafía y clasificación tanto geológica como geotécnica de cada estrato. El muestreo se lo realiza en el fondo o paredes del pozo, en donde se corta un bloque tipo cúbico o circular de 20 cm. de lado o diámetro, removiendo con todo cuidado el suelo que lo rodea. Estas muestras cúbicas, se deben proteger de inmediato con tela plástica, que se impregna con una mezcla caliente de brea y parafina, para evitar la pérdida del contenido natural de agua. La muestra se debe orientar marcando la parte superior con una "S", se coloca en una caja y se envía al laboratorio.

Cuando no se puedan tallar buenas muestras, por falta de cohesión, o por la presencia de gravas o cantos rociados, puede ser necesario realizar en el sitio, pruebas mecánicas de gran tamaño, para determinar la resistencia al corte y la compresibilidad de esos materiales.

2.1.3.4.3 Muestras inalteradas con tubo de pared delgada o tubo Shelby

La obtención de muestras inalteradas en suelos blandos, se logra a través de la utilización de tubos de pared delgada. La ventaja de los tubos de pared delgada o tubos Shelby, es que inducen menores esfuerzos en las paredes del suelo perforado, y por ende causan una mínima alteración en la muestra.

El tubo de pared delgada, constituye un tubo de acero ó latón, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, la que a su vez está montada en el extremo inferior de la columna de barras de perforación, con las cuales se hinca el muestreador desde la superficie. Los diámetros más comunes de este muestreador son 7.5 y 10 cm. El muestreador Shelby se debe hincar una longitud de 75 cm, con una velocidad constante entre 15 y 30 cm/s; se debe permitir que una longitud de 15 cm quede sin muestra, donde se alojaran los azolves. Después del hincado, se deja reposar la muestra durante tres minutos, para generar mayor adherencia entre tubo y suelo.

Este método es idóneo para suelos arcillosos de consistencia blanda a media, arenas sobre el nivel freático no muy compactas; así mismo este método no puede ser aplicado en gravas, arenas bajo el nivel freático, suelos arcillosos de consistencia compacta o muy compacta. Este procedimiento está normalizado por ASTM D-1587.

2.1.3.5 Sondeos del subsuelo

Estos métodos sirven en casos donde los terrenos son muy imprevisibles o erráticos, también pueden servir de complemento a métodos como las perforaciones y el muestreo. En estos métodos se utiliza el principio de la magnitud y variación de la resistencia al avance vertical dentro del terreno, las variaciones en la resistencia indican cambios en los estratos y los valores numéricos de la magnitud de dicha resistencia, dan referencia de algunas de las propiedades físicas de los estratos en estudio. Para este método existen algunos equipos y procesos, desde sistemas rudimentarios como son el hincar varillas, tubos y rieles hasta sistemas estandarizados que emplean penetrómetros científicamente diseñados.

De acuerdo a las diferentes situaciones que se encuentre en el terreno se debe determinar cuál es el sondeo que se acopla mejor, y cuál es el que va a dar

mejores resultados, razón por la que estos métodos se dividen en dinámicos y estáticos. En los métodos dinámicos se hinca el penetrómetro por medio del impacto de un martillo de caída libre, y en los métodos estáticos el instrumento de sondeo avanza dentro del terreno debido a la aplicación de una fuerza continua lenta.

2.1.3.5.1 Sondeos dinámicos prueba de penetración estándar (SPT)

La prueba de penetración estándar es el ensayo más utilizado y económico, para determinar un perfil estratigráfico, su exactitud y costo depende del número de perforaciones realizadas, a más perforaciones mejor resultado, pero también se eleva el costo de la cimentación. Para el dimensionamiento de la cimentación, los resultados del SPT se deben correlacionar, con los ensayos de compresión no confinados o compresión triaxial. Además se puede obtener en forma empírica y rápida, la capacidad de carga admisible por asentamientos.

El ensayo de penetración estándar corresponde a la traducción de Standard Penetration Test cuya sigla SPT se conoce internacionalmente, este método está normalizado por ASTM D-1586-99 y AASHTO T206-03, se lo realiza de la siguiente manera, cuando un barreno se lleva hasta una profundidad predeterminada, las herramientas de perforación se retiran y el muestreador se baja al fondo del agujero barrenado. El penetrómetro estándar tiene un diámetro de 34.93 mm (13/8 pulg) y exterior de 50.8 mm (2 pulg); el penetrómetro se hinca en el suelo por golpes de un martinete en la parte superior de la barra de perforación. El peso estándar del martinete es de 63.5 Kg (140 lb) y para cada golpe la altura de caída del martinete es de 0.762 m (30 pulg). El número de golpes requeridos para la penetración del penetrómetro de tres intervalos de 152.4 mm (6 pulg), es registrado. El número de golpes requeridos para los dos últimos intervalos (305 mm) se suman para dar el número de penetración estándar a esa profundidad. Este número se llama generalmente el valor N30 SPT o NSPT según ASTM D-1586-84. Cuando el terreno es muy resistente se

detiene la prueba para un determinado número de golpes (rechazo, R), anotando la penetración realizada.

El ensayo SPT es simple y se puede intercalar con facilidad con cualquier sondeo de reconocimiento. Puede ejecutarse en cualquier tipo de suelo, incluso en rocas blandas o meteorizadas. Los resultados se correlacionan empíricamente con propiedades específicas in situ del terreno.

CUADRO 2.1
RELACIÓN ENTRE EL N_{SPT} LA DENSIDAD RELATIVA Y EL ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO EN SUELOS GRANULARES PROPUESTO POR TERZAGHI Y PECK

Número de golpes N_{SPT}	Densidad Relativa	Φ
0 – 4	Muy suelta	< 30
4 - 10	Suelta	30 - 35
10 – 30	Mediana	35 - 40
30 – 50	Densa	40 – 45
> 50	Muy densa	> 45

FUENTE: Márquez J. (2006). Mecánica de Suelos y Estudios Geotécnicos en Obras de Ingeniería
ELABORACIÓN: Henry Erazo.

CUADRO 2.2
CORRELACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS DEL ENSAYO N_{SPT}, LA CONSISTENCIA DE ARCILLAS Y LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE PROPUESTOS POR MEYERHOF.

Consistencia de la arcilla	Número de golpes N_{SPT}	Resistencia a la compresión simple (KN/m^2)
Muy blanda	< 2	< 24
Blanda	2 – 4	24 – 49
Mediana	4 – 8	49 - 98
Compacta	8 – 15	98 – 196
Muy compacta	15 - 30	196 – 392
Dura	> 30	> 392

FUENTE: Márquez J., (2006). Mecánica de Suelos y Estudios Geotécnicos en Obras de Ingeniería
ELABORACIÓN: Henry Erazo.

La capacidad de carga admisible por asentamientos, puede ser determinada en función del NSPT, con la ayuda del método empírico de Meyerhof, la expresión propuesta es la siguiente:

$$q_a = F_D \left(\frac{N \times S}{2.12} \right) \quad \text{Para } B > 1.25\text{m} \qquad (2.1)$$

$$q_a = F_D \times \frac{N \times S}{3.18} \left(\frac{B + 0.30}{B} \right)^2 \quad \text{Para } B < 1.25\text{m} \qquad (2.2)$$

Donde: q_a: Capacidad de carga admisible expresada en KN/m^2

N: Número de golpes

S: Asiento total admisible en mm.

B: Ancho de la cimentación en m.

F_D: Factor de corrección por profundidad (D), y que se obtiene de la siguiente expresión:

$$F_D = 1 + \frac{0.33D}{B} < 1.33 \qquad (2.3)$$

La norma ASTM D-1586-84 indica que la prueba se puede dar por finalizada cuando:

-Se aplican 50 golpes para un tramo de 15 cm

-Se aplican 100 golpes en total

-No se observa penetración alguna para 10 golpes

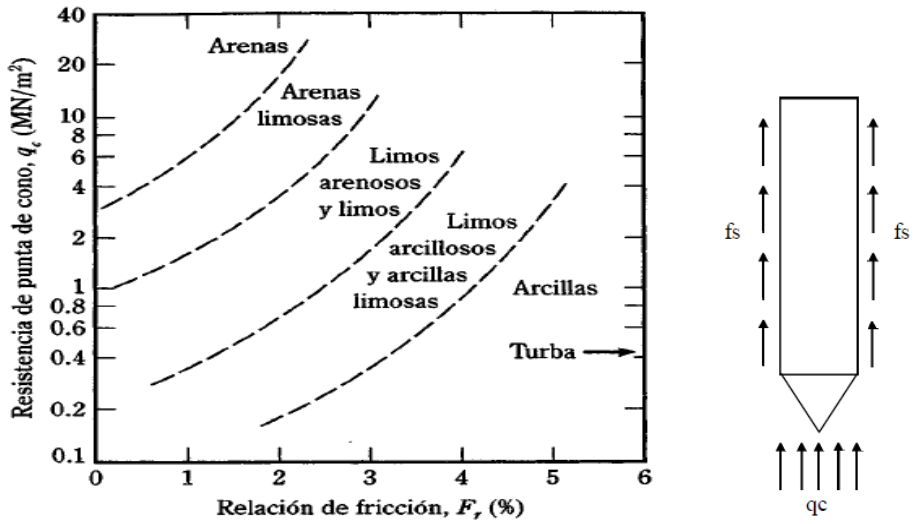
El tomamuestras permite recoger una muestra alterada del suelo que posibilita su identificación. Normalmente esta muestra se introduce en un recipiente o bolsa,

en los que se indica en una etiqueta además de los datos de la obra, sondeo, profundidad, etc., los valores de golpeo obtenido.

2.1.3.5.2 Sondeos Estáticos

El ensayo de penetración estático corresponde a la traducción Cone Penetration Test, su sigla CPT, normalizado por ASTM D-5778. Consiste en una hinca mediante empuje a velocidad lenta de 1 a 3 cm. /s de una varilla con una punta adecuada, dentro del terreno. El penetrómetro más utilizado es el cono holandés. El cono holandés posee una punta móvil con un ángulo de 60º en el vértice, y un diámetro de 36mm. El avance del penetrómetro se realiza en intervalos discontinuos de manera que se pueda medir la resistencia a la penetración de la punta sola o el conjunto completo. La importancia de este método, proviene de la precisión de los datos obtenidos, acerca de la resistencia a la penetración, que sirven para relacionarlos con la resistencia al corte, la compresibilidad y la capacidad portante del suelo. En la siguiente figura, se correlaciona la resistencia del cono holandés con la relación de fricción Fr = fs/qc, para obtener el tipo de suelo presente a lo largo de la exploración:

FIGURA 2.1
CORRELACION ENTRE qc, Fr Y EL TIPO DE SUELO SEGÚN ROBERTSON Y CAMPANELLA



FUENTE: Braja, M. DAS. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones

También en el siguiente cuadro, según Meyerhof, (1956), se correlaciona la compacidad del suelo con la resistencia en la punta del cono holandés:

CUADRO 2.3
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DE ARENAS

Estado	*Compacidad relativa*	N	q_c	*Ángulo de fricción interna*
			kg/cm^2	Grados
Muy suelto	< 0.2	< 4	< 20	< 30
Suelto	0.2-0.4	4-10	20-40	30-35
Semicompacto	0.4-0.6	10-30	40-120	35-40
Compacto	0.6-0.8	30-50	120-200	40-45
Muy compacto	> 0.8	> 50	> 200	> 45

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar
q_c = resistencia en la punta del cono

FUENTE: Deméneghi, A. (2009). FI UNAM

Las ventajas de este método, es que se obtiene rápidamente perfiles estratigráficos continuos, con resultados que no dependen del operador, este método es recomendable para suelos blandos. La desventaja de este método, es que requiere gran inversión de capital, los equipos electrónicos se dañan o descalibran, no sirve para toma de muestras y no es apto para suelos granulares o rocosos.

2.1.3.6 Prueba de la veleta

Los diferentes métodos anteriormente propuestos proporcionan información acertada y valiosa acerca del subsuelo en estudio, así mismo, sirven de gran ayuda para determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo, tales como propiedades índice, la resistencia al corte, la densidad relativa y el ángulo de fricción interna. Todas estas características son necesarias para el diseño de la cimentación, pero existen pruebas que se pueden realizar in situ, que de una manera indirecta permiten predecir las propiedades mecánicas y resistentes de los suelos. Estas pruebas son absolutamente necesarias, en el caso de suelos granulares, donde la extracción de una muestra inalterada es prácticamente imposible. Por el contrario, en suelos cohesivos, los ensayos in situ aún siendo interesantes, solo permiten obtener las características del suelo en su estado

natural, cuando a veces es muy interesante estudiar las variaciones que puede experimentar el suelo en su comportamiento como consecuencia de variaciones en su contenido de humedad, cambios en su estado de tensiones etc.

El ensayo de la veleta, se lo realiza dentro de un sondeo o en la superficie, consiste en hincar un molinete, constituido por cuatro placas de acero ortogonales soldadas a un varillaje, girar el dispositivo hasta la rotura del suelo y medir el número de revoluciones T. Como el cizallamiento es relativamente rápido, el agua no tiene tiempo para ser evacuada y se trata entonces, de un ensayo no consolidado y no drenado.

El método está recomendado para investigar la resistencia al corte sin drenaje de suelos arcillosos blandos. Para calcular la resistencia al corte no drenado, se utiliza el máximo momento dividido para un factor de corrección (debido a la geometría de la paleta) T:

$$S=\frac{6´\ T}{7´\ \pi´\ D^3} \quad \text{para } H/D = 2 \qquad (2.4)$$

Donde: S: Resistencia al corte no drenado en (Kpa)

T: Momento máximo

H y D: Altura y diámetro de las paletas rectangulares.

La norma utilizada para este ensayo es la ASTM D-2573.

2.1.4 MÉTODOS GEOFÍSICOS

Los métodos geofísicos son ensayos no destructivos que permiten investigar las características del subsuelo, mediante la medición de algún parámetro físico, que puede ser la velocidad de una onda mecánica, o variaciones de un campo gravitacional producidas por diferencia de densidad, o la intensidad de una

corriente asociada a la propagación de ondas eléctricas. Estos métodos han sido desarrollados en un principio para el sector petrolero y minero, actualmente son utilizados para investigar además de los recursos minerales, para obtener información de la estructura geológica del suelo, información importante dentro del diseño de las cimentaciones.

El uso de uno o varios de los métodos geofísicos, permite al ingeniero lo siguiente:

-Realizar el estudio desde la superficie del terreno.

-No perturbar el suelo de soporte de la cimentación.

-Mayor capacidad de caracterizar rápidamente las condiciones del subsuelo.

-Disminuir costos.

-Reducir riesgos

-Obtener la información en forma detallada.

Los métodos utilizados para la prospección geofísica del subsuelo, se clasifican en métodos activos y pasivos. Los activos requieren una fuente artificial, que genera ondas sísmicas, a este tipo pertenecen la refracción sísmica, cross-hole y down-hole. Por otro lado está el método pasivo, que registra en los estratos del suelo, las vibraciones generadas por el entorno, también llamado, método de vibraciones ambientales o microtrepidaciones.

Muchas veces al realizar un reconocimiento geofísico, es recomendable lo siguiente:

-Complementar la exploración con información geotécnica de un sondeo mecánico.

-Realizar primero la geofísica, para observar zonas de difícil o dudosa interpretación, posibles anomalías o irregularidades no previstas, en donde se debe realizar un sondeo mecánico para complementar la información.

-La información de los reconocimientos geofísicos debe ser analizada por técnicos especialistas. En general se requiere la utilización de programas informáticos adecuados.

2.1.4.1 Refracción Sísmica

Este método presenta varias ventajas ya que el equipo necesario no es muy costoso, se puede explorar rápidamente amplias zonas, los resultados obtenidos en este ensayo, presentan facilidad de interpretación. Otra ventaja de este método es que no requiere de sondeos mecánicos previos, por estas razones la refracción sísmica es muy eficiente, rápida y económica. Las profundidades de reconocimiento, alcanzadas por la refracción son de 20 a 30 m.

Las principales aplicaciones de este método son:

-Obtener la velocidad de propagación de las ondas de compresión P.

-Identificar el tipo de suelo de cada estrato del subsuelo.

-Determinar el espesor del suelo que cubre una formación rocosa.

-Identificar las zonas de falla, los rellenos y los deslizamientos.

-Caracterizar las zonas meteorizadas y zonas sanas de un macizo rocoso en función de su excavabilidad.

Las limitaciones para este método son:

-La velocidad de propagación de las ondas debe incrementarse con la profundidad.

-El ensayo debe ser realizado con el menor ruido posible, ya que esto hace que la interpretación de las ondas P sea más difícil y confuso.

-En zonas urbanas la realización de este método es muy problemático y hasta inviable. Debido al considerable nivel de ruido sísmico ambiental existente, incluso en momentos de aparente quietud del tráfico, puede enmascarar totalmente la señal útil para este método.

-En zonas urbanas, es preferible realizar el ensayo en las horas de madrugada.

Los componentes necesarios para aplicar la refracción sísmica son los siguientes:

-El sistema de arranque, es un interruptor que indica al equipo registrador, el instante en el que debe comenzar a grabar los datos.

-El cable de señal, transmite los datos desde los geófonos hasta el equipo registrador.

-Los geófonos, detectan el movimiento, son instrumentos electromagnéticos de componente vertical. Debido al movimiento el geófono produce un voltaje, que pasa al cable de señal para ser registrado en el equipo de registro.

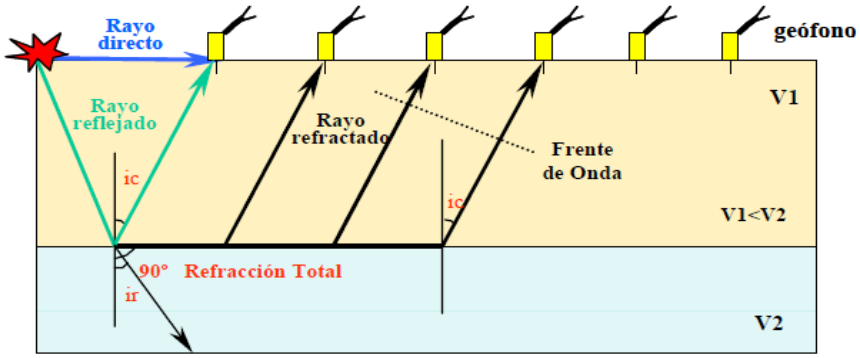
-El equipo registrador, es un instrumento electrónico, sirve para recibir las señales provenientes de los geófonos. Luego la información es almacenada, filtrada y mostrada en la pantalla.

La refracción sísmica se basa en medir de los tiempos de viaje de las ondas de compresión (P), generadas por una fuente de energía determinada. A partir de los valores de los tiempos de llegada de las ondas P y de las distancias existentes entre los geófonos y puntos de tiro, se obtiene la “dromocrona”, sobre la que se interpreta la estructura geológica existente bajo el perfil estudiado. Para ello, es necesario generar un tren de ondas mediante una fuente de energía,

normalmente, una pequeña carga explosiva o golpeos mediante martillo. La energía generada es detectada, amplificada y registrada por los distintos elementos que componen el dispositivo de registro.

La propagación de la energía sísmica a través de las distintas capas del terreno, es igual a la propagación de los rayos de luz, a través de un medio transparente. La ley fundamental que describe el fenómeno de la refracción de los rayos de luz es la ley de Huygens, y junto con el fenómeno de incidencia crítica, forman el fundamento físico de la sísmica de refracción. En la Figura 2.2 se muestra un esquema de los distintos elementos que constituyen el fundamento de la refracción.

FIGURA 2.2
PRINCIPIOS DE LA REFRACCIÓN SÍSMICA



FUENTE: www.insitutest.com, IN SITU TESTING, S.L.

A partir del estudio de la dromocrona, se definen de forma clara y precisa las velocidades de propagación de las ondas P sobre el terreno. Esto permite caracterizar los materiales en cuanto al grado de meteorización y/o alteración, obtener el espesor de cada estrato, identificar la profundidad del nivel freático.

El siguiente cuadro sirve de guía para la elaboración del perfil estratigráfico, utilizando los valores de velocidad obtenidos en la refracción sísmica:

CUADRO 2.4
RELACIÓN ENTRE MATERIALES GOETÉCNICOS Y LA VELOCIDAD DE ONDAS P

MATERIAL	V(P) (m/s)
Relleno	600-2000
Arena no saturada	600-1500
Arcillas	800-1800
Arena saturada	1700-2200
Arenisca	3000-5000
Pizarra	3000-4200
Caliza	4200-6000
Granito	5300-6200
Basalto	5000-6000

FUENTE: Greenhouse et. al. (1998).
ELABORACIÓN: Henry Erazo.

2.1.4.2 Cross-Hole y Down-Hole

El método de cross-hole, consiste en realizar dos sondeos, en uno de los cuales se genera pequeños núcleos de energía, y en el otro, se mide el tiempo de llegada de las ondas, este método. El objetivo de este ensayo es determinar la velocidad de las ondas de corte (Vs). La velocidad de las ondas de corte es uno de los parámetros fundamentales, para analizar la respuesta del suelo ante solicitaciones dinámicas.

Para la estimación de la velocidad de corte (Vs), se correlaciona con el número de golpes del ensayo de penetración estándar NSPT. Tomando en cuenta que, para utilizar la correlación de Vs-NSPT., se debe aplicar un factor de corrección, que puede variar para cada zona.

Las mediciones del cross-hole se las debe realizar considerando que vibraciones ambientales como tráfico, maquinaria, viento, etc. pueden llegar mezclados con las vibraciones producidas por el martillo y distorsionar la señal.

El método de down-hole consiste en realizar una perforación, en la que se introduce un geófono, para leer los tiempos de viaje de las ondas de corte (S), a diferencia del método de cross-hole, la generación de los núcleos de energía se los realiza desde la superficie, con un martillo que golpea a una placa metálica. Una desventaja de este método, es que las lecturas tomadas no son directas, ya que las ondas deben atravesar los estratos, afectando el tiempo de viaje de las ondas, desde la superficie hasta llegar a la profundidad del geófono. Por otro lado solo se tiene que realizar una sola perforación, disminuyendo el tiempo de realización del ensayo y obteniendo menores costos.

Los componentes necesarios para desarrollar estos métodos son:

-Un transductor (Trigger), va conectado al martillo generador de las ondas y que en el instante al comenzar a golpear, da la señal para que el sismógrafo comience a grabar.

-Para el método de cross-hole un martillo generador de ondas de corte, de diámetro de 75 mm, el cual tiene un expansor lateral hidráulico que se expande hasta 86 mm. Una bomba que sirve para inyectar aire o aceite para accionar el expansor lateral que se sujeta a las paredes de la perforación. Para el método de down-hole se debe contar con martillo de cabo largo y una placa metálica.

-Geófono que sirve para receptar las ondas de producidas por el martillo, para el método de down-hole se utilizan 3 geófonos ortogonales uno con la componente vertical y los dos con componentes horizontales, este geófono tiene un expansor neumático accionado por una bomba de pie que inyecta aire comprimido.

-El equipo registrador, sirve para recibir las señales provenientes de los geófonos. Donde se puede observar la forma de las ondas.

Determinación de la velocidad de las ondas de corte (Vs), Las ondas generadas artificialmente en un punto específico del suelo, viajan durante un lapso de tiempo

y son registradas a cierta distancia, esto permite medir la velocidad de las ondas con una simple relación entre distancia sobre tiempo.

$$Vs = \frac{z}{t} \tag{2.5}$$

Donde: V_s: Velocidad de corte, m/s

z: profundidad

t: Tiempo

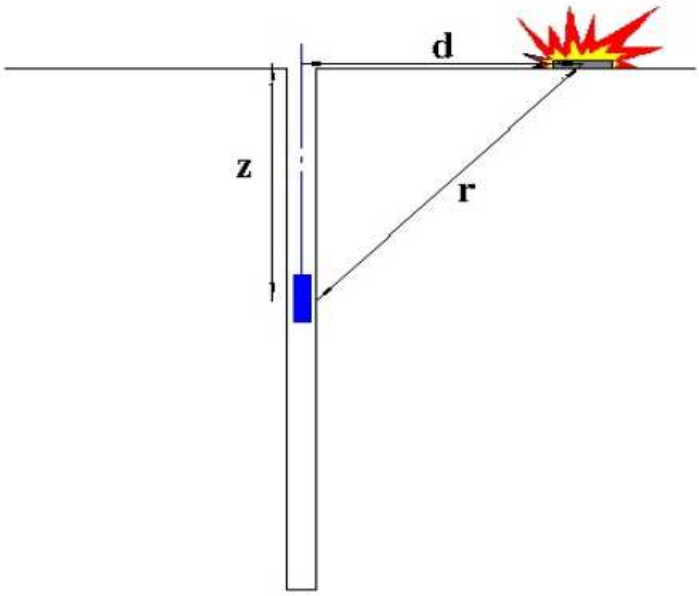
Esta deducción de la velocidad es válida para el método de cross-hole debido a que las ondas son generadas y registradas a la misma profundidad.

Para el método de down-hole las ondas son generadas en la superficie y registradas en la profundidad, esto ocasiona una perturbación producida por atravesar diferentes estratos antes de llegar al geófono; justamente esa es la razón por lo que las curvas tiempo-distancia deben ser corregidas. Las curvas tiempo-distancia para el método down-hole son corregidas por dos métodos.

El método directo que consiste en ajustar rectas entre los pares tiempo-distancia. Si (d) es la distancia de la fuente del eje del orificio, ver figura 2.3, (r) la distancia entre la fuente y el triplete de sensores y (z) la profundidad de medida, es posible obtener los tiempos correctos (tcorr) mediante la siguiente fórmula de conversión:

$$t_{corr} = \frac{z}{r} t \tag{2.6}$$

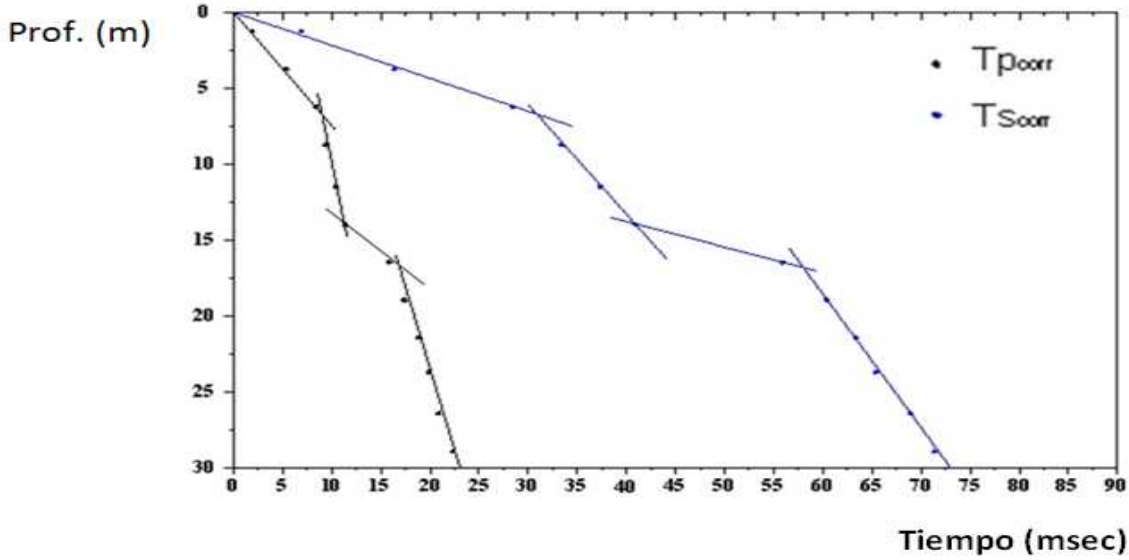
FIGURA 2.3
ESQUEMA DE DOWN HOLE CON MÉTODO DIRECTO



FUENTE: GEOSTRU, (2009). Down hole.

Luego de calcular los tiempos correctos, ya sea para las ondas P o para las ondas S, se realiza el gráfico tcorr – z, de manera que la velocidad promedio, de las ondas sísmicas en estratos homogéneos de terreno, es representada por la inclinación de los segmentos de recta, a lo largo de los cuales se alinean los datos experimentales, ver figura 2.4.

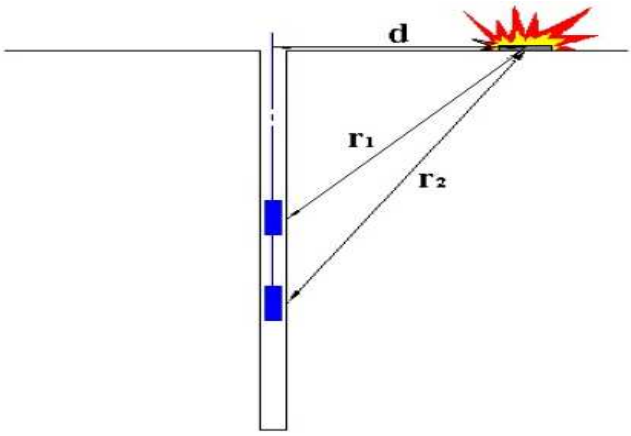
FIGURA 2.4
DROMOCRONA



FUENTE: GEOSTRU, (2009). Down hole

El método del pseudo-intervalo, consiste en determinar la velocidad de las ondas de corte, mediante la relación variación de la profundidad sobre variación de tiempo. Con el método pseudo-Intervalo los tiempos de trayectoria de la onda sísmica, se miden entre dos sensores consecutivos, ver figura 2.5, ubicados en profundidades diferentes, permitiendo así mejorar la calidad de las medidas.

FIGURA 2.5
ESQUEMA DE DOWN HOLE CON MÉTODO PSEUDO-INTERVALO



FUENTE: GEOSTRU, (2009). Down hole

Luego de obtener las medidas es posible calcular los tiempos correctos, con la fórmula (2.6) y la velocidad intervalo de las ondas P e S, con el respectivo gráfico, ver figura 2.6, con la siguiente fórmula:

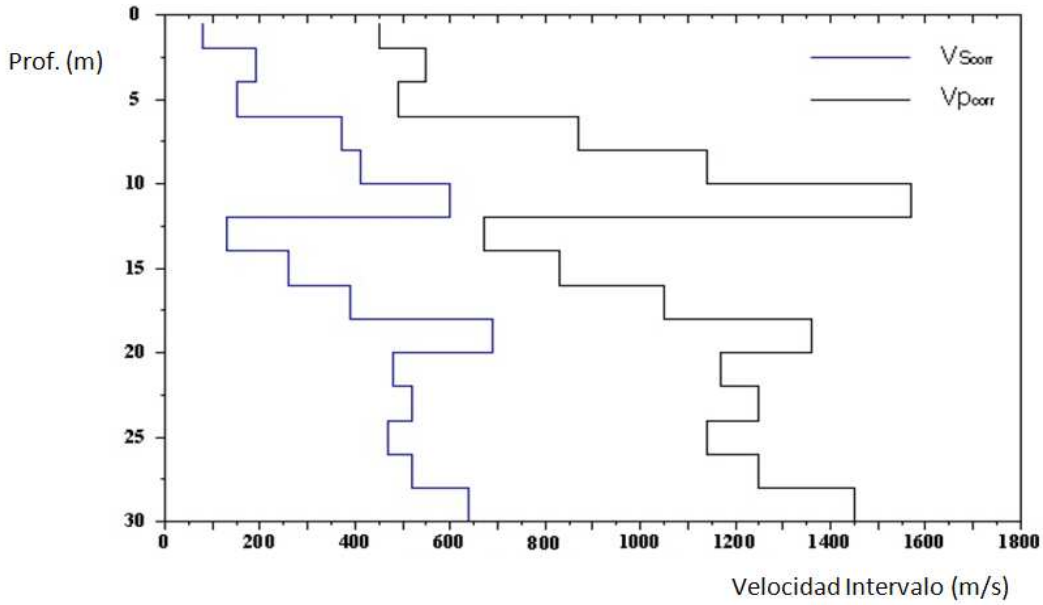
$$V_S = \frac{z_2 - z_1}{t_{2corr} - t_{1corr}} \qquad (2.7)$$

Donde: V_s: Velocidad de corte, m/s

z: profundidad

tcorr: Tiempo correcto

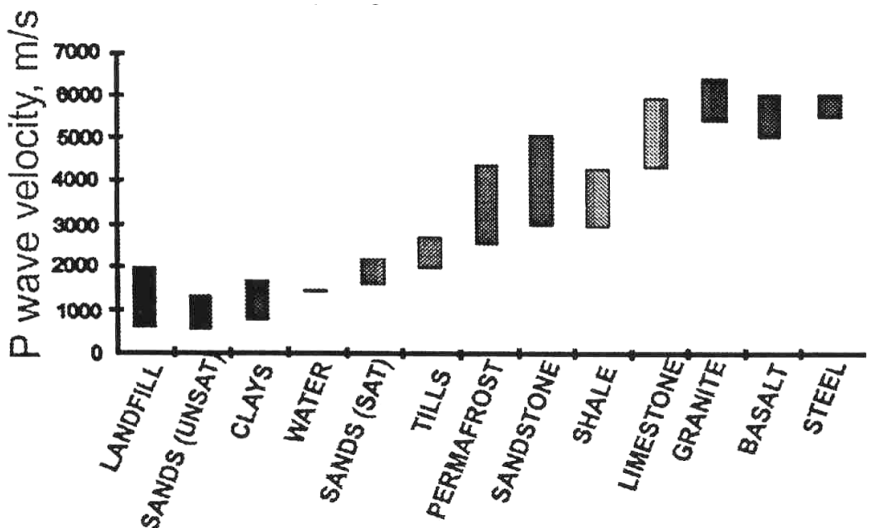
FIGURA 2.6
PERFIL DE LAS VELOCIDADES SÍSMICAS CON MÉTODO PSEUDO-INTERVALO

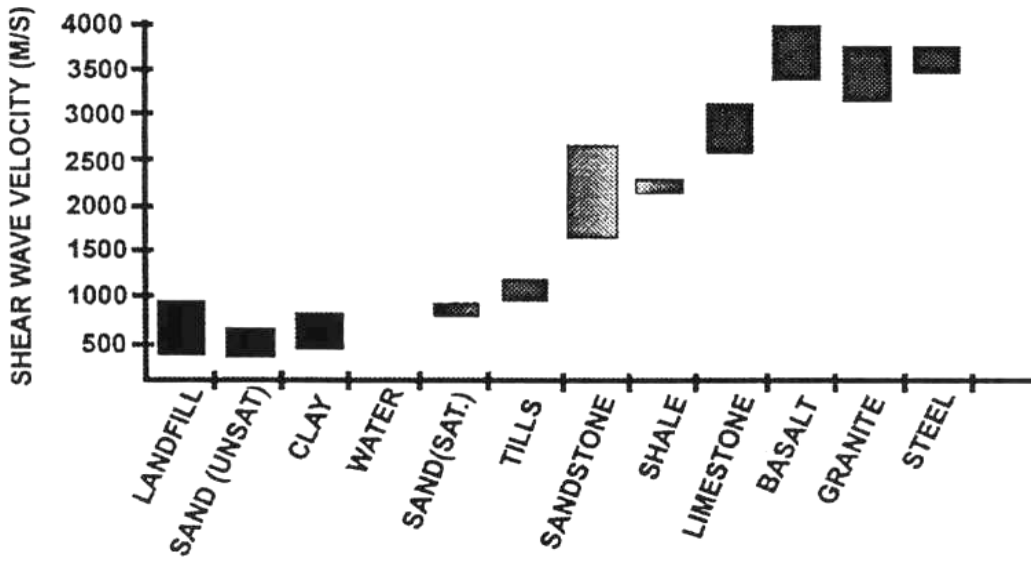


FUENTE: GEOSTRU, (2009). Down hole

Las velocidades de las ondas P y S, se las puede relacionar con el tipo de material, existente en cada estrato de suelo, ver figuras 2.7 y cuadro 2.5

FIGURA 2.7
VELOCIDADES ONDA DE COMPRESIÓN P Y ONDAS DE CORTE S - GEOMATERIALES





FUENTE: Greenhouse et al. (1998).

CUADRO 2.5
VELOCIDADES DE ONDAS DE CORTE S Y EL TIPO DE SUELO

Suelo blando	Suelo rígido	Suelo muy denso roca blanda	Roca	Roca dura
< 180	180 - 360	360 - 760	760 – 1500	> 1500

FUENTE: Rosales, (2001), Velocidad en (m/s)
ELABORACIÓN: HENRY ERAZO

2.1.4.3 Método de Vibraciones Ambientales o de Microtrepidaciones

El método de microtrepidaciones es un método no destructivo, que evalúa en forma indirecta la consistencia del terreno, a partir del análisis de ondas superficiales tipo Rayleigh, incluidas en el ruido sísmico ambiental. El objetivo de este método es obtener el período natural de vibración del suelo, a partir del análisis espectral del ruido sísmico ambiental registrado.

Estudios realizados sobre las características dinámicas del suelo, fueron importantes para llegar a la conclusión, que además de las vibraciones sísmicas, también existen vibraciones ambientales, producidas por el viento, tráfico, maquinaria, etc. Estas vibraciones son las llamadas ambientales o

microtrepidaciones, el estudio de estas vibraciones es de gran importancia, ya que permite conocer cuál será el comportamiento del suelo ante solicitaciones sísmicas.

Las microtrepidaciones o microtremores, proporcionan información sobre las condiciones locales del suelo, que influyen directamente en los daños producidos por un sismo a las estructuras. Mediante investigaciones realizadas, se obtuvo que el período predominante de un sismo real en el suelo y el período predominante de las microtrepidaciones de una estructura, son iguales al período fundamental de la estructura.

La importancia de los resultados obtenidos con este método es que el período de vibración del suelo, se lo puede relacionar con el período de vibración del equipo operando normalmente, para determinar si los valores están dentro de los límites permisibles o favorecen a la ocurrencia de la resonancia.

Este método es fiable para zonas urbanas, o en proximidades a carreteras, aeropuertos, o vías férreas, donde por ser sitios con elevado nivel de ruido no es factible la ejecución de los otros métodos sísmicos. Otra de las ventajas es que a diferencia de la sísmica de refracción, este método puede investigar varias decenas de metros de profundidad incluso en medios en los cuales (Vs) no crezca necesariamente con la profundidad. Además se lo puede realizar a cualquier hora del día.

Los componentes necesarios para desarrollar este método son:

-Sensores, que registran 3 componentes ortogonales del movimiento, conectados con un sistema de adquisición simultáneo, con tres canales uno con cada componente. Estos sensores deben permitir registrar las ondas de interés, es decir de amplitudes de orden de 10-6 m/s, con períodos de vibración entre 0.1 y 10 Hz.

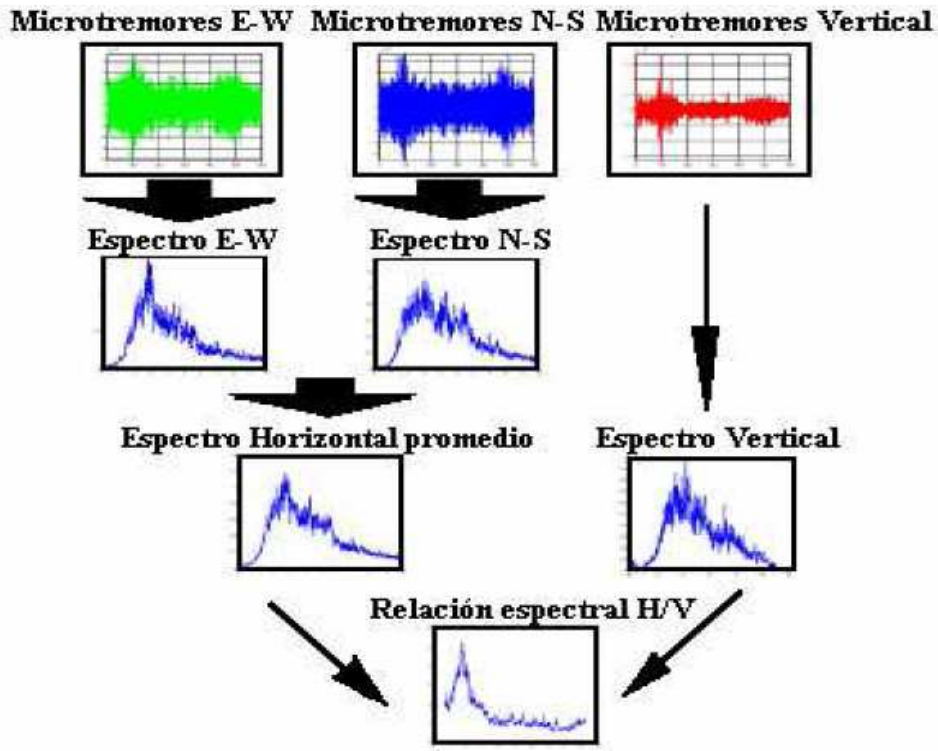
-Amplificador el cual incluye circuitos de integración y diferenciación; sirve para amplificar la amplitud de las microtrepidaciones.

-Computador portátil que debe estar equipado con un analizador espectral, es decir con la Transformada Rápida de Fourier o FFT (Fast Fourier Transform), que permite efectuar el análisis de Fourier y proporcionar la frecuencia predominante de la onda grabada; además registra, almacena y grafica el desplazamiento, la velocidad y aceleración del suelo.

Varios son los procedimientos y técnicas propuestos por autores, pero cabe destacar la técnica de Nakamura, que sugiere la relación de espectros de las componentes horizontal y vertical H/V, la cual viene a ser una aproximación a la función de transferencia, definiendo a una función de transferencia, como la división compleja, de espectros de amplitudes de Fourier en la superficie, de la señal de aceleraciones filtradas, al atravesar la columna del suelo. El espectro de Fourier se lo deduce a partir de la relación aceleración – tiempo. La función de transferencia viene a ser una función compleja, de la cual se obtiene su módulo, para poder graficar los valores de amplitudes – frecuencia. Luego se calcula el promedio, de los espectros de las 2 componentes horizontales y finalmente se relaciona con el espectro vertical, para obtener el período dominante del sitio.

En la figura 2.8, se muestra un esquema general del procedimiento seguido para el análisis de las señales, en las tres componentes de registro (E-W, N-S y vertical), sus cocientes espectrales y determinación del período dominante.

FIGURA 2.8
PROCEDIMIENTO PARA OBTENER LA RELACIÓN ESPECTRAL H/V



FUENTE: Yauri S. (2006). Microtremores.

Como recomendación, el período predominante del sitio, puede ser verificado con el período predominante resultado de analizar el perfil estratigráfico del suelo, ya que éstos suelen ser similares.

Las condiciones geotécnicas o perfiles de suelo, según el CEC 2002 (Código Ecuatoriano de la Construcción, Peligro sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente), se clasifican en 4 tipos de suelos, dependiendo de las propiedades mecánicas, los espesores de los estratos y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Los 4 tipos de suelo son los siguientes:

-Perfil tipo S1: Roca o suelo firme

-Perfil tipo S2: Suelos intermedios

-Perfil tipo S3: Suelos blandos

-Perfil tipo S4: Condiciones especiales del suelo.

Los suelos tipo S1, presentan períodos fundamentales de vibración menores a 0.20 seg. Los suelos S3, poseen períodos fundamentales de vibración mayores a 0.6 seg.

2.1.5 INFORMACIÓN DE LABORATORIO

La información de laboratorio es esencial, para determinar los parámetros característicos del sitio y de cada estrato del subsuelo. Los ensayos que se realizan en el laboratorio tienen diferentes objetivos, pero en conjunto sirven para obtener el perfil estratigráfico, con sus respectivas propiedades físicas y mecánicas. La información obtenida será necesaria para definir aspectos importantes del diseño tales como: la capacidad portante del suelo, los asentamiento futuros; éstos además son influyen en el dimensionamiento de la cimentación.

Las pruebas de laboratorio deben ser simples, cuanto más conocidas sean, hay mayor seguridad de utilizar esta información, en el diseño de la cimentación. También existen otras complejas, muy buenas, pero son más susceptibles a errores, lentas y costosas. Las pruebas básicas, que realiza la mayoría de laboratorios, son las siguientes:

-Descripción visual – manual.

-Contenido de humedad.

-Granulometría.

-Plasticidad.

-Permeabilidad.

-Compresión no Confinada.

-Compresión Triaxial.

-Corte directo.

-Consolidación.

-Compactación Próctor Modificado.

-Mejoramiento del suelo

2.1.5.1 Descripción visual - manual

Esta prueba consiste en describir e identificar el suelo, mediante procedimientos visuales y manuales, para obtener un perfil estratigráfico de campo, éste se compara con los resultados obtenidos en la Clasificación de Suelos – SUCS (ASTM D2487). Luego se procede a compatibilizar las diferencias existentes a fin de obtener el perfil estratigráfico definitivo. Las características obtenidas del suelo son el color, la consistencia, la textura y olor. Esta prueba está normalizada por ASTM D2488-93

2.1.5.2 Contenido de Humedad

El contenido de humedad o de agua de un suelo es la relación entre el agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida, y se lo expresa en forma de porcentaje. El peso del agua, se obtiene restando el peso del suelo en estado natural, menos el peso del suelo secado en horno.

La importancia del contenido de agua que presenta un suelo representa junto con la cantidad de aire, una de las características más importantes para explicar el comportamiento de este (especialmente en aquellos de textura más fina), como por ejemplo cambios de volumen, cohesión, estabilidad mecánica.

La relación que expresa el contenido de humedad de un suelo es la siguiente.

$$W\% = \frac{Ww}{Ws} \times 100 \qquad (2.8)$$

Donde: W%: Contenido de Humedad en porcentaje

Ww: Peso del agua.

Ws: Peso del suelo seco.

El procedimiento de esta prueba se rige en la norma ASTM D-2216.

2.1.5.3 Granulometría

La granulometría sirve para clasificar el suelo, en un principio separa la fracción gruesa de la fina; para clasificar partículas gruesas se utiliza el tamizado, pero cuando aumenta la finura de las partículas se debe recurrir al método del hidrómetro. Las características del tamaño de las partículas, influyen en el comportamiento mecánico del suelo, así como también en una compactación adecuada del mismo.

El método del tamizado, consiste en pasar el material a través de una sucesión de mallas o tamices de aberturas distintas, y pesar el material retenido en cada tamiz, expresándolo en forma de porcentaje respecto al peso total de la muestra. La preparación de la muestra está normada por ASTM D421-98, AASHTO T087-86 y para el procedimiento de la prueba de tamizado se rige en las normas ASTM D422-02 y AASHTO T088.

Los tamices están normados por ASTM E11 y AASHTO M92, en las que indican el número, los micrones y la apertura nominal tanto en milímetros como en

pulgadas. El tamiz No 200 se lo utiliza en todos los sistemas de clasificación como punto divisorio entre fracción gruesa y fina.

La prueba del hidrómetro, se lo utiliza en las partículas finas que pasaron el tamiz No 200, esta prueba se basa en la Ley de Stokes, que dice que la velocidad de sedimentación de las partículas disueltas en un fluido, es función de su tamaño; aplicando esta ley, se deduce el diámetro equivalente de una partícula de suelo, en función de la velocidad con la que ésta se sedimenta en una suspensión. La velocidad se obtiene midiendo el peso específico relativo de una suspensión de suelo, a una misma profundidad y en distintos tiempos. La preparación de la muestra rige en las normas AASHTO T087-86 y ASTM D421-98 y el procedimiento de la prueba del hidrómetro se basa en las normas AASHTO T088-00 y ASTM D422-02

2.1.5.4 Plasticidad

La prueba de plasticidad se realiza a suelos con alta cohesión como son arcillas y limos, la consistencia es el grado de cohesión que tienen las partículas y depende de la cantidad de agua que contengan. Los límites de Atterberg o límites de consistencia, se basan en el concepto de que los suelos finos pueden encontrarse en varios estados, dependiendo del grado de humedad el suelo puede estar en estado sólido, semisólido, plástico, semilíquido y líquido. Esta prueba es de gran importancia ya que permite conocer el rango de humedades, para el cual el suelo presenta un comportamiento plástico, es decir, acepta deformaciones sin romperse (plasticidad), es decir, la propiedad que tienen algunos suelos hasta cierto límite sin romperse, ni producir rebote elástico.

Los límites de Atterberg son propiedades índices de los suelos, se utilizan en la identificación y clasificación de un suelo. Atterberg consideró tres límites o estados de consistencia: el límite de contracción es la frontera entre el estado sólido y semisólido, el límite plástico que es la frontera entre los estados

semisólido y plástico; y el límite líquido que se define como la frontera entre estado plástico y semilíquido. Los límites de Atterberg resultan muy útiles para la identificación y clasificación de suelos (AASHTO y SUCS). Los límites de Atterberg están regidos por la norma ASTM D-4318-10

El límite líquido (LL) es el contenido de humedad, en el cual una muestra de suelo se encuentra entre el estado plástico para pasar al estado líquido o semilíquido. Para determinar la separación entre los estados de consistencia semilíquido, plástico y semisólido, se ha ideado el procedimiento estándar; el cual se denomina “método mecánico” y también denominado “Copa de Casagrande”.

El límite plástico (LP) es el contenido de humedad, en el cual una muestra de suelo se encuentra entre el estado semisólido y el estado plástico; en el estado semisólido el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado y en el estado plástico el suelo se comporta plásticamente. También se define como el contenido de humedad del suelo al cual un cilindro se rompe o se agrieta, cuando se enrolla a un diámetro aproximado de tres milímetros (1/8 pulg), al rodarse con la palma de la mano sobre una superficie lisa.

El índice de plasticidad, numéricamente viene a ser la diferencia entre el límite líquido (LL) y el límite plástico (LP); este índice representa la variación de humedad que puede tener un suelo que se conserva en estado plástico, depende de la cantidad de arcilla o limo en el suelo.

$$IP = LL - LP \qquad (2.9)$$

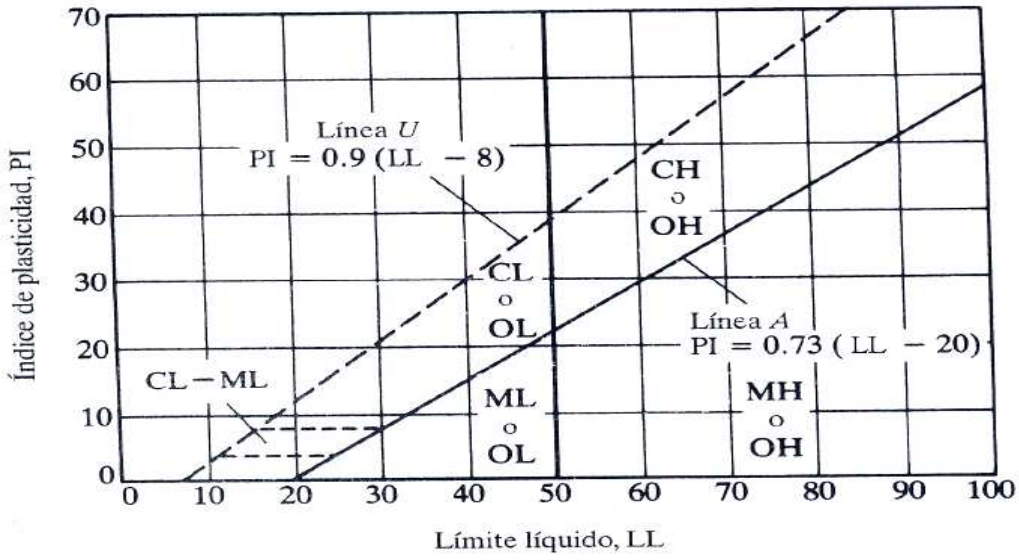
Donde: IP: Índice de Plasticidad

LL: Límite Líquido

LP: Límite Plástico

La carta de plasticidad propuesta por Arthur Casagrande, ver figura 2.9, sirve para determinar el grado de compresibilidad y plasticidad de arcillas y limos; para emplear esta carta de plasticidad es necesario saber si el suelo es orgánico o inorgánico, un suelo es orgánico cuando tiene color obscuro y olor característico a vegetación putrefacta.

FIGURA 2.9
CARTA DE PLASTICIDAD SUCS (ASTM D2487)



FUENTE: Romero, (2003). Sistematización de estudios geotécnicos para la cimentación de puentes.

2.1.5.5 Permeabilidad

Las propiedades del suelo que soportan la cimentación, deben ser las indicadas para garantizar la estabilidad y funcionamiento adecuado. La importancia de realizar esta prueba, es que se puede determinar la presencia de agua subterránea en movimiento, ya sea en régimen permanente u ocasional. Esta prueba determina la cantidad de agua, que fluye a través del suelo en un tiempo unitario. La permeabilidad del suelo está afectada por varios factores como los espacios vacios o poros entre las partículas de suelo, por donde el agua fluye a través de ellos. También existen otros factores como la viscosidad del fluido, la

distribución granulométrica, grado de saturación del suelo y rugosidad de las partículas minerales. La determinación de la permeabilidad en suelos arcillosos, es importante ya que determina, la velocidad de consolidación.

La determinación de la permeabilidad hidráulica, en laboratorio se la realiza por dos pruebas: la prueba de carga constante y la prueba de carga variable. La prueba se carga constante se utiliza mayormente en suelos de grano grueso ya que para suelos de finos el tiempo de prueba se hace muy largo. La prueba de carga variable se la recomienda para suelos finos. La prueba de permeabilidad está regida por las normas AASHTO T215-70 y ASTM D2434-00.

2.1.5.6 Compresión no Confinada

La compresión no confinada es un método muy utilizado por ser rápido y económico, sirve para determinar la resistencia a la compresión no confinada (qu), que es el mínimo esfuerzo compresivo necesario para romper una muestra no confinada de suelo, de forma cilíndrica. Este método es aplicado es suelos cohesivos o semicohesivos. Además indirectamente esta prueba también determina la resistencia al corte (S), por la expresión:

$$S = 0.5 * q_u \qquad (2.10)$$

Donde: S: Resistencia al Corte

qu: Resistencia a la Compresión no Confinada

Este método es importante, ya que permite obtener rápidamente, un valor aproximado de la resistencia a la compresión de los suelos, que tienen suficiente cohesión para ser sometidos a este ensayo. Esta prueba se rige en la norma ASTM D2166.

2.1.5.7 Compresión triaxial

La compresión triaxial se utiliza en la actualidad para determinar los parámetros de resistencia al corte de los suelos. El ensayo triaxial constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación, pero a su vez requiere un equipo sofisticado, y por lo tanto es más caro. Con este ensayo es posible obtener una gran variedad de estados reales de carga, se lo puede realizar en arenas y arcillas, pero para obtener la realidad de la estructura original en sitio y por ende la curva esfuerzo-deformación, es más utilizado en suelos cohesivos.

Este ensayo se realiza sobre muestras inalteradas de suelo, de forma cilíndrica, protegido por de una membrana de hule, dentro de una cámara de lucita transparente, se somete a una presión de confinamiento en todas sus caras (fuerzas compresivas que actúa en tres direcciones en ángulos rectos entre sí). Este ensayo permite determinar las tensiones y deformaciones de probetas de suelo, al variar los esfuerzos actuantes; además las pruebas triaxiales permiten determinar la cohesión (c) y ángulo de fricción interna (Φ), con los que se define la resistencia al corte (t), mediante el criterio de falla de Mohr-Coulomb, con una envolvente de falla o curva de resistencia intrínseca (figura 2.10):

$$t = c + s \tan f \qquad (2.11)$$

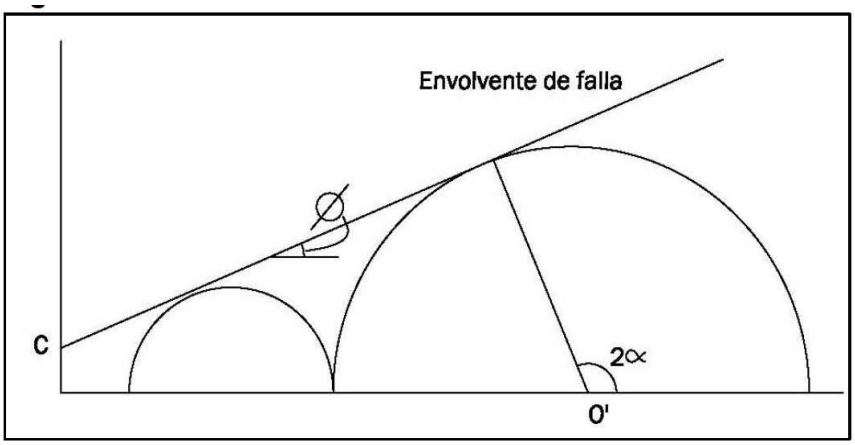
Donde: t : Resistencia al Corte

c: Cohesión, o cohesión aparente

σ: Esfuerzo normal en el plano de corte

Φ: Ángulo de fricción interna

FIGURA 2.10
ENVOLVENTE DE FALLA O CURVA DE RESISTENCIA INTRÍNSECA



FUENTE: Hernández J. (2008). Características físicas y propiedades mecánicas de los suelos y sus métodos de medición

Para arcillas y arenas consolidadas, el valor de (c) es cero, para arcillas sobre consolidadas, (c) es mayor a cero. Para arcillas existen tres tipos de pruebas triaxiales, estas son:

- Prueba no Consolidada-no Drenada (prueba UU)

- Prueba Consolidada-Drenada (prueba CD)

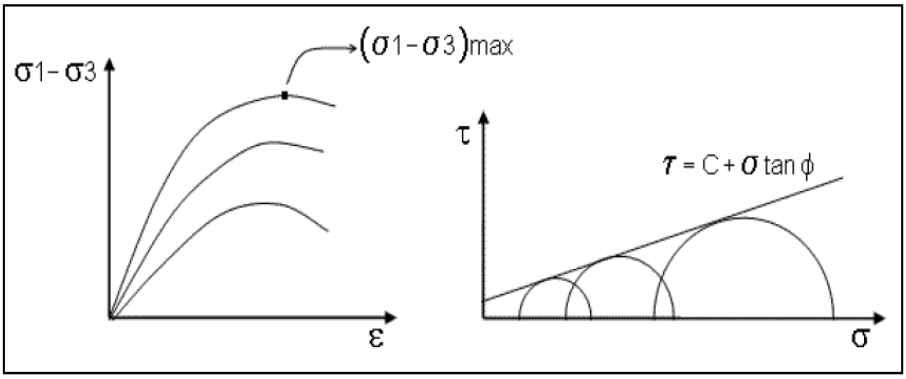
- Prueba Consolidad no-Drenada (prueba CU)

La prueba no Consolidada-no Drenada (UU), no permite el drenaje del agua durante las etapas de aplicación de la presión completa y de la fuerza desviadora, de manera que la presión de poro del agua sea diferente de cero durante toda la prueba. La desventaja de este tipo de triaxial es que no se pueden determinar los esfuerzos efectivos, ya que al hacerse rápidamente y no permitirse el drenaje, el incremento de esfuerzo es asumido por el agua. La única forma de obtener parámetros efectivos con este ensayo es garantizando que el espécimen de ensayo esté completamente saturado. Los parámetros de resistencia al corte son aptos para condición no drenada en arcillas, para determinar la capacidad de carga última se pueden emplear los esfuerzos totales, pero los resultados no son

confiables, todo depende del buen juicio del ingeniero. Esta prueba se rige bajo las normas AASHTO T296-05 y ASTM D2850-03a.

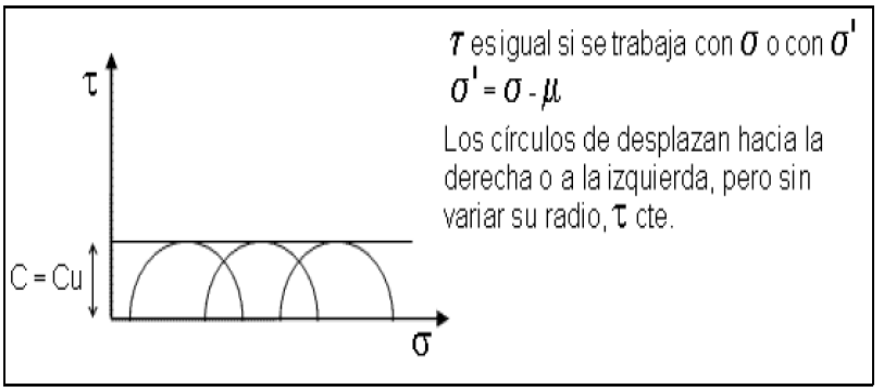
Las figuras 2.11 y 2.12, representan los resultados obtenidos en el ensayo triaxial tipo UU.

FIGURA 2.11
ENVOLVENTE DE FALLA Y CÍRCULOS DE MOHR, PARA EL ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL TIPO UU



FUENTE: Hernández J. (2008). Características físicas y propiedades mecánicas de los suelos y sus métodos de medición

FIGURA 2.12
REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS RESULTADOS DE UN ENSAYO TRIAXIAL TIPO UU, SI SE TIENE UNA ARCILLA SATURADA



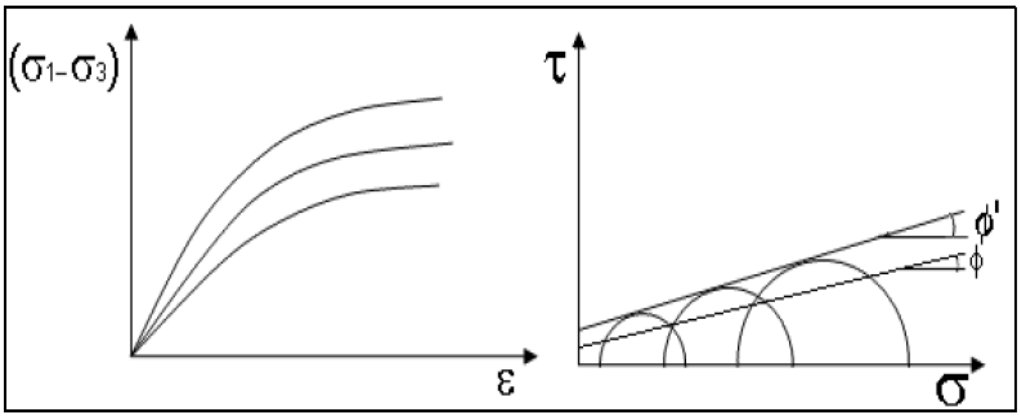
FUENTE: Hernández J. (2008). Características físicas y propiedades mecánicas de los suelos y sus métodos de medición

La prueba Consolidada-no Drenada (CU), permite un drenaje total del agua mientras dure la etapa de consolidación, bajo la aplicación de la presión completa, en esta etapa la presión de poro del agua es nula, pero al aplicar la fuerza desviadora no se permite el drenaje del agua, y para esta etapa la presión de poro del agua será diferente de cero.

$$t = c' + s' \tan f' \qquad (2.12)$$

Donde: c', f' : Parámetros de esfuerzos efectivos, obtenidos cuando se utilizan esfuerzos efectivos s'

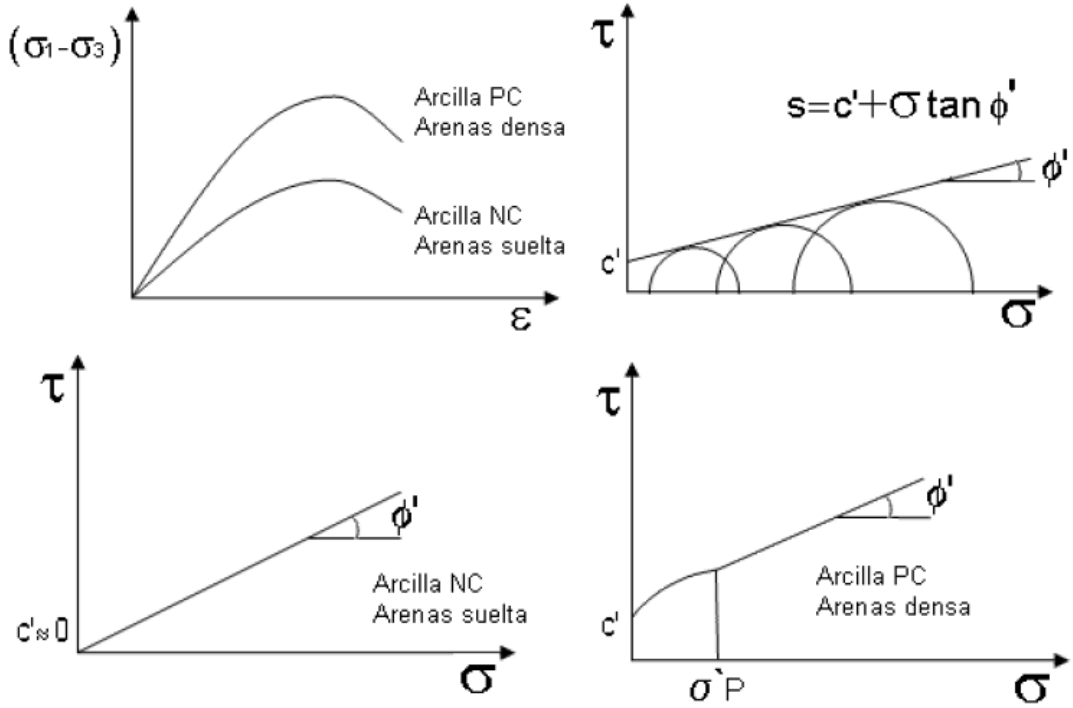
FIGURA 2.13
ENVOLVENTE DE FALLA Y CÍRCULOS DE MOHR, PARA EL ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL TIPO CU



FUENTE: Hernández J. (2008). Características físicas y propiedades mecánicas de los suelos y sus métodos de medición

La prueba Consolidada-Drenada (CD), permite un drenaje total del agua mientras dure la etapa de consolidación bajo la aplicación de la presión completa y también cuando se aplique la fuerza desviadora, en esta prueba la presión de poro del agua es nula, lo cual significa que las tensiones aplicadas son siempre efectivas. Esta prueba es lenta, para asegurarse de que no haya presión sobre el poro en ninguna etapa de la prueba.

FIGURA 2.14
ENVOLVENTE DE FALLA Y CÍRCULOS DE MOHR, PARA EL ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL TIPO CD



FUENTE: Hernández J. (2008). Características físicas y propiedades mecánicas de los suelos y sus métodos de medición

2.1.5.8 Corte Directo

El ensayo de corte directo se lo utiliza en suelos cohesivos y no-cohesivos, a diferencia del ensayo triaxial, que se usa con más frecuencia en suelos cohesivos, en cuanto a los resultados obtenidos en este método, se los califica como aceptables, en comparación a los obtenidos en el ensayo triaxial. En este ensayo se induce la ocurrencia de una falla, a través de un plano de localización predeterminado. Sobre este plano actúan dos fuerzas o esfuerzos, un esfuerzo normal debido a una carga vertical (Pv), aplicada externamente, que genera una tensión normal (σ) y un esfuerzo cortante, debido a la aplicación de una fuerza tangencial (Ph), que desplaza la parte móvil de la caja produciendo la tensión de corte (t). Los esfuerzos normal y cortante en el plano de falla son los siguientes:

$$\sigma = Pv / A \quad (2.13)$$

$$t = Ph / A \quad (2.14)$$

Donde: σ: Esfuerzo Normal

t : Esfuerzo Cortante

Pv y Ph: Carga vertical y horizontal respectivamente

A: Área del plano de falla en el suelo, que viene a ser el área de la sección transversal de la caja de corte.

Los parámetros del suelo c y Φ, obtenidos por este método son casi tan confiables como los valores triaxiales. En arenas con ángulo de fricción interna por encima de 35º, los valores pueden aumentar entre uno a cuatro grados, por encima de los obtenidos en el ensayo triaxial; el valor de Φ obtenido es casi el mismo en ambos ensayos.

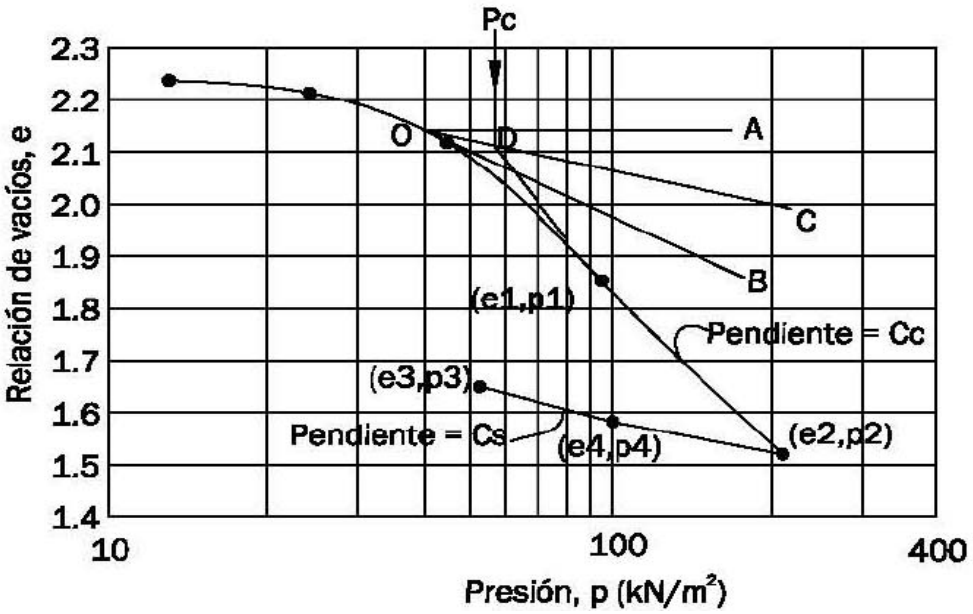
La prueba de corte directo se rige bajo la norma AASHTO T236-03 y ASTM D3080-03.

2.1.5.9 Consolidación

La prueba de consolidación determina el asentamiento del suelo, provocado por la disipación gradual del exceso de la presión de poro del agua y el incremento del esfuerzo efectivo, en un estrato de arcilla. Esta prueba mide el decremento de volumen y la velocidad con que este decremento se produce, en un espécimen de suelo, confinado lateralmente y sujeto a una carga axial. Durante la prueba se aplica una serie de incrementos crecientes de carga axial y, por efecto de éstos, el agua tiende a salir del espécimen a través de piedras porosas colocadas en sus caras. El cambio de volumen se mide con un micrómetro montado en un puente fijo y conectado a la placa de carga sobre la piedra porosa superior.

Los datos de carga y asentamiento son obtenidos del ciclo completo de carga y descarga, en todo momento durante la prueba, el espécimen se mantiene bajo agua. A partir de los datos se traza una gráfica que muestra la variación de la relación de vacíos (eo) al final de la consolidación contra el esfuerzo vertical correspondiente (p) (gráfica semilogarítmica: e sobre la escala aritmética y p sobre la escala logarítmica) ver figura 2.15. De la gráfica se obtienen parámetros importantes o como son: la carga de preconsolidación (pc), es la máxima sobrecarga efectiva a la que el suelo estuvo sometido en el pasado; el coeficiente de consolidación (Cv), con el que se calcula el rango de asentamiento de la estructura; el coeficiente volumétrico de compresibilidad (mv), que es utilizado para calcular la magnitud del asentamiento bajo la aplicación de cualquier carga.

FIGURA 2.15
CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA UNA ARCILLA SUAVE



FUENTE: Braja M. Das. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones

Uno de los factores que condicionan al diseño de la cimentación, son los asentamientos. La prueba de consolidación es importante ya que permite conocer la magnitud y distribución de los asentamientos, de tal forma que si el ingeniero los considera excesivos, pueda modificar las características de la cimentación.

La prueba de consolidación se rige bajo las normas AASHTO T216-07 y ASTM D2435-03.

2.1.5.10 Compactación Próctor Modificado

La compactación es el proceso mediante el cual se aumenta el peso volumétrico de un material granular; conviene compactar el suelo para aumentar la resistencia al corte, mejorar la estabilidad y la capacidad de carga de la cimentación, también disminuye la compresibilidad reduciendo los asentamientos, disminuye la relación de vacíos y por consiguiente reduce la permeabilidad, de igual manera reduce el potencial de expansión y contracción.

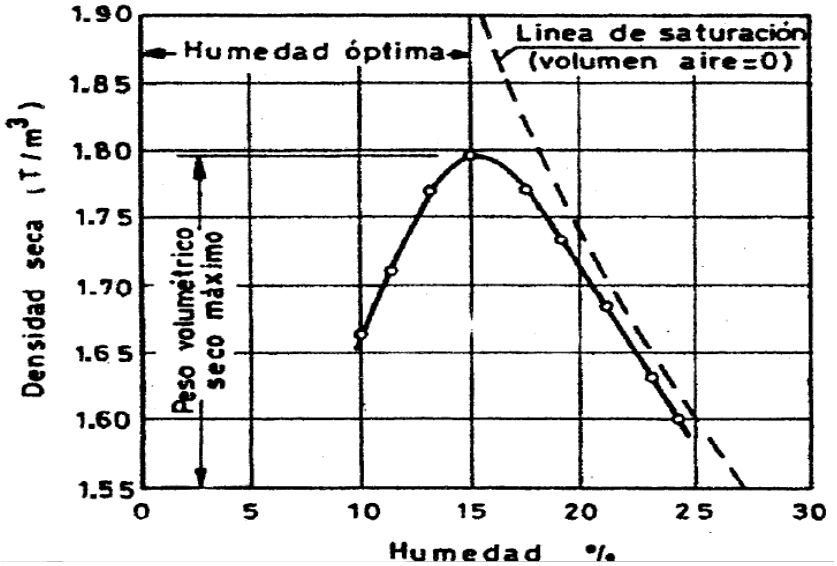
Este ensayo se aplica al control de la compactación del suelo, para soporte de la cimentación, según el MOP 001-F sección 817, el material utilizado puede ser el mismo suelo natural, proveniente de la excavación o un material mejorado foráneo; no admitiéndose materiales con densidades máximas menores a 1400 kg/m3. de acuerdo con el ensayo de compactación Próctor de la norma AASTHO T180-01. Ni tampoco deben presentar expansividades mayores al 4%.

La compactación de las partículas del suelo depende tanto del equipo compactador, como del grado de humedad del material. Por lo tanto, existe un contenido de agua con el que se obtiene el máximo peso volumétrico. Es necesario determinar la cantidad de agua en la cual se obtenga una excelente lubricación que permita la mayor densidad posible llamada “Densidad Máxima o Peso Unitario Seco Máximo”; y a la cantidad de agua necesaria para obtener dicha densidad recibe el nombre de “Humedad Óptima”.

La densidad seca producida por la compactación depende de la cantidad de humedad que contenga y de la intensidad de la fuerza compactiva que se le aplique. Compactando un suelo a diferentes contenidos de humedad, se pueden llevar los valores obtenidos a un gráfico, en el cual las ordenadas representan los

diferentes valores de las densidades secas, expresadas en kg/m3 o lb/pie3 y en las abscisas, los porcentajes de humedad. La curva resultante se denomina curva de compactación y tiene una rama ascendente, llega a un punto máximo para después decrecer, la parte alta es el punto para el cual corresponde la Densidad Seca Máxima (γs_{max}) y el porcentaje de humedad respectiva será Humedad Óptima (Wo). La curva se asemeja generalmente, a una parábola y también es llamada curva Próctor, ver figura 2.16.

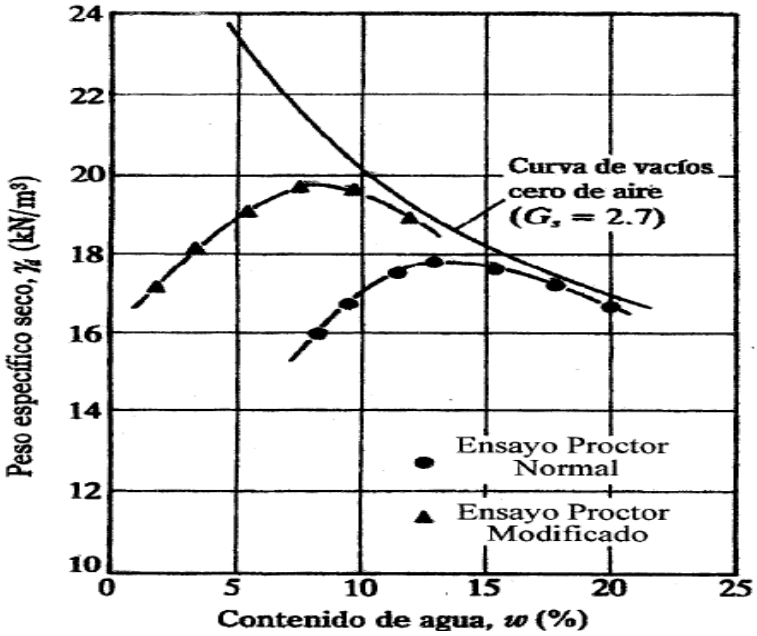
FIGURA 2.16
CURVA TÍPICA DE COMPACTACIÓN



FUENTE: Márquez José. (2006). Mecánica de Suelos y Estudios Geotécnicos en Obras de Ingeniería.

Existen diferentes métodos para obtener la humedad óptima y la densidad seca máxima entre ellos están los métodos dinámicos, son aquellos en los que la energía de compactación se aplica por medio de golpes de pisón (mazo o martillo) dinámicamente (Próctor). Debido a que en la actualidad se utiliza el ensayo de Próctor Modificado con mayores beneficios que el Estándar (normal) para la compactación, ver figura 2.17; y los métodos estáticos, son aquellos métodos en que la energía de compactación es aplicada por medio de presión hidráulica (prensa hidráulica) o estática (CBR).

FIGURA 2.17
LA ENERGÍA DE COMPACTACIÓN EN LA CURVA PRÓCTOR



FUENTE: Márquez José. (2006). Mecánica de Suelos y Estudios Geotécnicos en Obras de Ingeniería.

La prueba de compactación Próctor Modificado, se rige en las normas AASHTO T180-01 y ASTM D1557-07.

2.1.5.11 Mejoramiento del suelo

Los terrenos naturales en muchos casos, no son aptos para una cimentación. Un terreno granular suelto o un cohesivo muy consolidado, pueden generar asentamientos elásticos inadmisibles. Por tanto se deben retirar y reemplazar con un material mejorado. En ningún caso el espesor del mejoramiento será menor a 30 cm. Los objetivos que tiene un mejoramiento de suelo son los siguientes:

-Disminuir el asentamiento de la cimentación.

-Aumentar la resistencia cortante del suelo.

-Incrementar la capacidad de carga de las cimentaciones.

-Reducir el efecto de expansión y contracción del suelo.

Existen varios métodos para el mejoramiento de suelos como la compactación, vibroflotación, precompresión, drenes de arena y plásticos, y estabilización por aditivos. El método que resulta más confiable y económico es la compactación, además es el más conocido.

Las pruebas de laboratorio para controlar el método de compactación, son la prueba Próctor Estándar y Modificado.

La diferencia entre el ensayo Próctor Estándar y el Modificado, radica en la energía de compactación utilizada. Por lo tanto, cuando se solicita un suelo compactado al 90% Próctor ó Próctor Modificado significa que la compactación, debe obtener una densidad seca, de al menos el 90% de la densidad seca máxima, obtenida con los correspondientes ensayos. Este valor es muy usado en suelos para cimentaciones. El material de mejoramiento, utilizado generalmente es granular de tipo subbase clase 3, este tipo de material granular debe cumplir con los siguientes requisitos:

CUADRO 2.6
GRANULOMETRÍA DE MATERIAL DE MEJORAMIENTO

TAMIZ	% EN PESO QUE PASA
3”	100
No. 4	30 – 70
No. 200	0 - 20

FUENTE: MOP 001-F-2000.
ELABORACIÓN: Henry Erazo.

-Límite Líquido debe ser menor a LL< 25%

-Índice Plástico IP < 6%

-Abrasión debe ser menor a 50%

-La capacidad de soporte CBR > 30%

-La calidad de los trabajos de compactación debe ser controlada mediante ensayos de densidad de campo.

A fin de mejorar la capacidad portante y estructural del suelo, el material de mejoramiento es protegido del suelo natural, con la utilización de una geomalla. A demás debe complementarse con la colocación de un geotextil, que sirve de separador del suelo y de una capa de material granular, que proteja a la geomalla. geomalla, existen dos tipos: las geomallas uniaxiales, para la conformación y refuerzo de terraplenes, muros y taludes; y las geomallas biaxiales, ideales para el refuerzo de suelos y la construcción de carreteras. También existe dos tipos de geotextiles: los tejidos y no tejidos; se debe usar el geotextil tejido, para suelo de bajo contenido de humedad y geotextil de tipo no tejido, para suelos con alto contenido de humedad.

Los **geotextiles no tejidos** deben ser fabricados con materiales inertes, que no se descompongan por la acción de las bacterias u hongos. Esto con el propósito de no ser afectados por los ácidos, los álcalis y los aceites, también deben ser resistentes al desgaste, rasgaduras y perforaciones. El geotextil no tejido seleccionado como separador, debe tener las siguientes características:

-Geotextil no tejido punzonado con agujas.

-El gramaje mínimo de 160 gr/m2.

-Formado por materiales polímeros inertes, con una protección mínima UV, para la protección durante la colocación.

-Resistencia a la tracción (banda ancha), al menos 15 KN/m

-Apertura aparente debe ser al menos 0.25 mm.

El geotextil tejido seleccionado como separador, debe tener las siguientes características:

CUADRO 2.7
CARACTERISTICAS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA GEOTEXTIL TEJIDO PARA SEPARACIÓN

PROPIEDAD	NORMA	UNIDAD	VALOR
Método Grab Resistencia a la Tensión Elongación	ASTM D-4632	 N (lb) %	 800 (180) 16
Método Tira Ancha Sentido Longitudinal Elongación	ASTM D-4595	 kN/m %	 24 17
Sentido Transversal Elongación	ASTM D-4595	kN/m %	24 12
Resistencia al Punzonamiento	ASTM D-4833	N (lb)	550 (124)
Resistencia al Rasgado Trapezoidal	ASTM D -4533	N(lb)	260 (58)
Método Mullen Burst Resistencia al Estallido	ASTM D-3786	 kPa(psi)	 3170(460)
Tamaño de Abertura Aparente	ASTM D-4751	mm(No.Tamiz)	0.21 (70)
Permeabilidad	ASTM D-4491	cm/s	1.8×10^{-2}
Permitividad	ASTM D-4491	s^{-1}	0.30
Espesor	ASTM D-5199	mm	0.60
Tipo de Polímero	Fabricante		PP
Ancho del Rollo	Medido	m	3.85
Largo del Rollo	Medido	m	160
Área del Rollo	Calculado	m2	616

FUENTE: MOP 001-F-2000.
ELABORACIÓN: Henry Erazo.

La **geomalla biaxial**, sirve como refuerzo mejorando la capacidad portante y estructural del suelo, está conformada con resinas selectas de polipropileno, las cuales son química y biológicamente inertes y muy resistentes a procesos degenerativos de los suelos. Las geomallas deben ser resistentes al desgaste, rasgaduras y punzonamiento, a fin de resistir cargas dinámicas aplicadas en cualquier dirección en el plano de la misma.

CUADRO 2.8
CARACTERISTICAS Y ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LA GEOMALLA BIAXIAL PARA REFUERZO

PROPIEDAD	METODO DE ENSAYO	UNIDAD	VALOR	
			TIPO 1	TIPO 2
TAMAÑO DE ABERTURA:				
MD (Sentido Máquina)		Pulg.	1.0 nom.	1.0 nom.
XD (Sentido Contrario Máquina)	ASTM D 4751	Pulg.	1.3 nom.	1.3 nom.
ESPESOR:				
COSTILLA	ASTM D 1777-(64)	Pulg.	0.03 nom	0.05 nom.
JUNTA	ASTM D 1777-(64)	Pulg.	0.11 nom.	0.16 nom.
MODULO INICIAL REAL EN USO:		kN/m(Ib/ft)		
MD	GR1-GG1-87		226.4(15,170)	481,2(32,980)
XD	GR1-GG1-87		360.1(24,685)	652.5(44,725)
CAPACIDAD A LA TENSION AL 2% DE ELONGACION		kN/m(Ib/ft)		
MD	GR1-GG1-87		4.09(280)	5.98(410)
XD	GR1-GG1-87		6.57(450)	8.75(600)
CAPACIDAD A LA TENSION AL 5% DE ELONGACION		kN/m(Ib/ft)		
MD	GR1-GG1-87		8.46(580)	11.82(810)
XD	GR1-GG1-87		13.42(920)	19.55(1,340)
CAPACIDAD DE LAS JUNTAS		kN/m(Ib/ft)		
MD	GR1-GG1-87		11.2(765)	15.8(1,080)
XD	GR1-GG1-87		17.1(1,170)	25.9(1,778)
RIGIDEZ FLEXURAL	ASTM D 1388-96 OPCION A	Mg/cm	250,000	750,000
RIGIDEZ TORSIONAL	US COE PRELIMINAR	kg-cm/deg	3.2	6.5
RESISTENCIA A LA DEGRADA-CION A LARGO PLAZO	EPA 900 INMERSION	%	100	100

FUENTE: MOP 001-F-2000. MD: Sentido del rollo longitudinal y XD: Sentido del Rollo Transversal
ELABORACIÓN: Henry Erazo.

Las **geomembranas** son utilizadas en los casos, en los que existen suelos expansivos como las arcillas, ya que evita la entrada y salida de agua al suelo natural, y mantiene la humedad constante y permanente, eliminando el fenómeno de expansividad. Las geomembranas de fibra sintética, están formadas por polietileno o PVC, de ahí su propiedad impermeabilizante. Además son química y biológicamente inertes muy resistentes a procesos degenerativos de los suelos.

Los requerimientos mínimos de una geomembrana son los mostrados en el siguiente cuadro:

CUADRO 2.9
CARACTERÍSTICAS Y ESPECIFICACIONES DE LAS GEOMEMBRANAS

PROPIEDAD	NORMA	VALORES MINIMOS				
Espesor, mils (mm)	ASTM D751/159/5199	30(0,75)	40 (1,0)	60 (1,5)	80 (2,0)	100 (2,5)
Densidad, g/cm3	ASTM D 792/1505	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
Resistencia a la tracción (cada dirección)	ASTM D 638, Type IV					
Resistencia a la rotura, lb/in-ancho (N/mm)	Dumbell, 2 ipm	122 (21)	162 (28)	243 (43)	324 (57)	405 (71)
Resistencia al límite elástico,ib/in-ancho (N/mm)		65 (11)	86 (15)	130 (23)	173 (30)	216 (38)
Alargamiento a rotura %	G.L.= 64mm (2,5 in.)	560	560	560	560	560
Alargamiento al límite elástico, %	G.L.= 33mm (1,3 in.)	13	13	13	13	13
Resistencia al desgarro, lb (N)	ASTM D 1004	22 (98)	30 (133)	45 (200)	60 (267)	75 (334)
Resistencia a la perforación, lb (N)	FTMS 101, Método 2065	39 (174)	52 (231)	80 (356)	105 (467)	130 (579)
Contenido de negro de humo, %	ASTM D 1603	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Stress cracking, hrs	ASTM D1693, Cond. B	1500	1500	1500	1500	1500

FUENTE: MOP 001-F-2000.

2.1.6 CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO PORTANTE

La capacidad de carga es la máxima intensidad de presión que una estructura puede transmitir al suelo soportante a través de la cimentación. Teniendo en cuenta que, una cimentación para comportarse satisfactoriamente debe cumplir con los siguientes requisitos:

1.-Debe tener una ubicación y profundidad adecuadas, que impidan daños por heladas, los levantamientos o los daños que puedan causar futuras estructuras adyacentes.

2.-La cimentación debe ser segura contra la falla por corte del suelo.

3.- La cimentación no debe asentarse tanto que ponga en peligro la estabilidad de la estructura.

Los requisitos mencionados deben ser considerados en el orden indicado. El primer requisito implica muchas posibilidades y es importante ya que a lo largo de la vida de la cimentación puede sufrir cambios debido a fuerzas naturales y artificiales. Luego de haber cumplido con el primer requerimiento, se debe

asegurar a la cimentación contra la falla por cortante del suelo, para ello se debe analizar la capacidad de carga última (qu), que es la carga por unidad de área de la cimentación bajo la cual ocurre la falla por corte del suelo. Cuando la presión media que pueda aplicarse en el contacto cimentación-suelo llega a igualarse con la carga última (qu), ocurrirá una falla repentina en el suelo soportante, esta línea de falla se extenderá hasta la superficie del terreno y este tipo de falla se denomina falla general por corte.

Utilizando los resultados del ensayo triaxial, es decir c y Φ, la ecuación general de la capacidad de carga última propuesta por Terzaghi-Meyerhof se expresa así:

$$q_u = c.Nc.Sc.dc.ic + \gamma.Df.Nq.Sq.dq.iq + 1/2.\gamma.B.N\gamma.S\gamma.d\gamma.i\gamma \qquad (2.15)$$

Donde: c: Cohesión en (T/m2)

Df: Profundidad de la cimentación en (m)

γ: Peso específico del suelo en (t/m3)

B: Ancho de la cimentación en (m)

Los símbolos Nc, Nq, Nγ, son factores de capacidad de carga, que son funciones del ángulo de fricción interno. El término que contiene el factor Nc, muestra la influencia de la cohesión, el que contiene el factor Nq, muestra la influencia de la sobrecarga y el que contiene el factor Nγ, la influencia del peso del suelo y el ancho de la cimentación.

$$Nc=(Nq-1)\cot f \qquad (2.16)$$

$$Nq=e^{p\tan f}\tan^2(45+\frac{f}{2}) \qquad (2.17)$$

$$Ng=2(Nq+1)\tan f \quad \text{Vésic} \qquad (2.18)$$

$$N\gamma=1.5(Nq-1)\tan\phi \quad \text{Hansen} \qquad (2.19)$$

Los factores de forma son introducidos, debido a que, en primera instancia la fórmula de capacidad última de carga, solo era válida para cimentaciones corridas o largas. A continuación están los factores que se deben utilizar para el caso de cimentaciones rectangulares:

$$Sc=1+\frac{B'\ Nq}{L'\ Nc} \qquad (2.20)$$

$$Sq=1+\frac{B}{L}\tan\phi \qquad (2.21)$$

$$S\gamma=1-0.4\frac{B}{L} \qquad (2.22)$$

De igual manera los factores que corrigen la fórmula de capacidad de carga última, debido a que las cimentaciones tienen diferente profundidad, se tiene las siguientes expresiones:

$$dc=1+0.4\frac{Df}{B} \qquad (2.23)$$

$$Dq=1 \quad \text{para } L>B \text{ y } L>5B$$

$$Dq=1+2\tan\phi\,(1-\text{sen}\phi)^2\left(\frac{Df}{B}\right) \quad \text{para } Df/B < 1 \qquad (2.24)$$

$$Dq=1+2\tan\phi\,(1-\text{sen}\phi)^2\tan^{-1}\left(\frac{Df}{B}\right) \quad \text{para } Df/B > 1 \qquad (2.25)$$

$$D\gamma=1$$

En el caso de que las cargas aplicadas a la cimentación no sean de forma vertical, es decir, tengan cierta inclinación, se tiene los siguientes factores:

$$ic = iq - \frac{1 - iq}{Nc' \tan f} \qquad (2.26)$$

$$ic = 1 - \frac{2H}{B' L' c' Nc} \text{ para } \Phi = 0 \qquad (2.27)$$

$$iq = \left(1 - \frac{H}{V + B' L' c' \cot f}\right)^2 \qquad (2.28)$$

$$ig = iq^{3/2} \qquad (2.29)$$

Donde: H: Componente horizontal de la carga en (ton)

V: componente vertical de la carga en (ton)

2.1.7 ASENTAMIENTOS EN CIMENTACIONES

Los suelos son materiales blandos que presentan mayor deformación ante cualquier tipo de carga, que otros materiales. Como ya se ha dicho anteriormente un buen diseño debe tener, seguridad ante la falla del suelo por corte y asentamientos que no pongan en peligro la estructura, por lo que dichos asentamientos deben mantenerse dentro de límites tolerables. La condición anterior, es con frecuencia el factor predominante en el diseño.

El asentamiento del suelo producido por cargas proviene de dos causas: el cambio en la relación vacíos del suelo o roca, llamado asentamiento por consolidación, y el cambio de forma del suelo inmediatamente debajo de la carga, llamado asentamiento elástico o inmediato; la suma de los asentamientos por consolidación y elásticos es el asentamiento total de la cimentación. Los dos tipos

de asentamientos dependen del incremento de esfuerzos verticales debidos a la carga neta aplicada a la cimentación u otras cargas en la superficie.

El asentamiento por consolidación es producido por las deformaciones volumétricas a lo largo del tiempo, según se va disipando por drenaje las presiones transmitidas al agua intersticial por la carga y se reducen los poros del suelo, este es un comportamiento típico de las arcillas saturadas. El asentamiento total por consolidación se lo calcula con la siguiente expresión:

$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_o} H \qquad (2.30)$$

Donde: Δe: Cambio de la relación de vacíos causada por la aplicación de la carga adicional en (cm)

e_0: Relación de vacíos de la arcilla antes de la aplicación de la carga.

H: Espesor de la capa de arcilla en (cm)

Los asentamientos elásticos son producidos casi simultáneamente con la aplicación de la carga, éstos se deben al cambio en la relación de vacíos, el suelo inmediatamente debajo de la cimentación se deforma dando un perfil combado en caso de cimentación flexible pero un perfil uniforme en caso de una cimentación rígida, ver figura 2.18. La forma de la curva de deformación para cimentaciones flexibles, se la puede calcular por los métodos de la teoría de la elasticidad.

Los asentamientos (Se) en el centro y en una esquina de un área cargada de forma cuadrada de lado B, para una cimentación flexible, están dados por las siguientes fórmulas:

$$\text{Esquina } S_e = \frac{0.42qB}{E} \qquad (2.31)$$

$$\text{Centro } S_e = \frac{0.84qB}{E} \qquad (2.32)$$

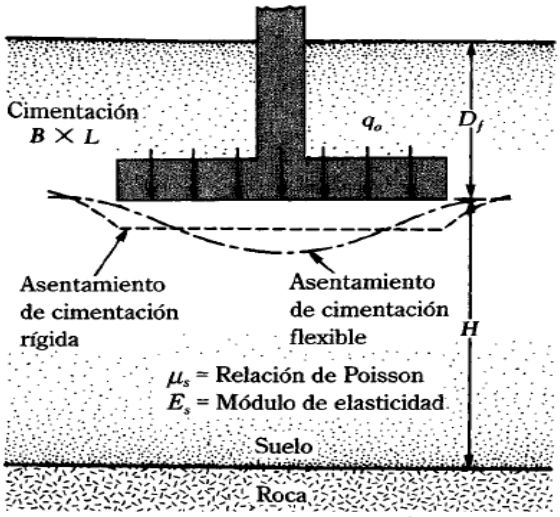
Donde: q: Presión uniforme sobre la superficie del suelo (t/m2)

B: ancho de la cimentación en (m)

E: Módulo de elasticidad del suelo

Se supone un suelo con un volumen constante al momento de aplicar la carga y que es homogéneo hasta una profundidad de por lo menos dos veces el ancho de la cimentación. Se puede usar estas fórmulas para cimentaciones rectangulares haciendo B = √A, siendo A el área de la cimentación.

FIGURA 2.18
ASENTAMIENTO ELÁSTICO DE CIMENTACIONES FLEXIBLES Y RÍGIDAS



FUENTE: Braja, M. DAS. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones.

El asentamiento elástico (Se), para una cimentación rígida se expresa así:

$$S_e = \frac{qB}{E}(1-\mu_s^2)\alpha_r \qquad (2.33)$$

Donde: q: Presión uniforme sobre la superficie del suelo (t/m2)

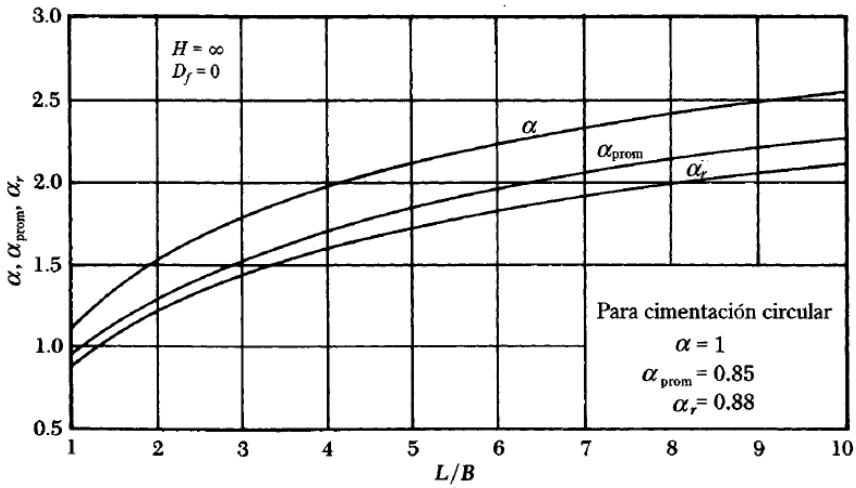
B: ancho de la cimentación en (m)

E: Módulo de elasticidad del suelo

μs: Relación de Poisson

αr: valor dado de la relación de L/B, ver figura 2.19

FIGURA 2.19
VALORES DE α_r PARA EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS EN CIMENTACIONES RÍGIDAS



FUENTE: Braja, M. DAS. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones.

2.1.8 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE (q_{adm})

La presión admisible impuesta por una cimentación, está definida por las características del terreno, las dimensiones, profundidad de la cimentación y el asentamiento que permita la estructura o las instalaciones.

Existen dos métodos para la determinación de la presión admisible, el método racional, en este método como primer paso se supone una presión basada en la experiencia. Segundo paso, se determina la seguridad obtenida con la supuesta presión, contra la falla por corte del suelo, para ello se utiliza el análisis de la capacidad de carga última (qu). Tercer paso, con la capacidad de carga admisible, se realiza un análisis para determinar el asentamiento y comprobar si es o no excesivo. Cuarto paso, se comprueba si la presión supuesta es la óptima,

de modo contrario se da otro valor, que aumente la seguridad, reduzca el asentamiento y mejore la economía.

Para la determinación tanto de la capacidad de carga última, como el asentamiento, se debe tener datos exactos de las características del suelo portante y de las cargas de la estructura que soportará la cimentación.

El segundo método es llamado de la presunta carga unitaria admisible, porque se presume, basándose en obras anteriores, que el suelo puede soportar esa presión, sin fallar por falta de capacidad de carga o sin tener un asentamiento excesivo. También se usan los métodos empíricos, que determinan la capacidad de carga admisible, mediante valores de carga estimados, propuestos en la reglamentación de construcción local y mediante pruebas realizadas en situ. Dentro de las pruebas realizadas en situ, están la prueba de penetración estándar, la prueba de penetración del cono dinámico y estático, y la prueba de carga de la placa. Se puede obtener directamente la capacidad de carga última, mediante la prueba de la placa, si el tamaño de la placa, es aproximadamente igual al ancho de la cimentación.

La **capacidad de carga admisible (qadm),** es la capacidad de carga última (qu) dividida para un factor de seguridad.

$$q_{adm} = q_u / FS \qquad (2.34)$$

El factor de seguridad a tomar son una protección contra:

-Variaciones naturales en la fuerza cortante del suelo.

-Incertidumbre en la confiabilidad de los métodos teóricos o empíricos para determinar la capacidad de carga.

-Variabilidad espacial de sus propiedades, las propiedades de un suelo pueden ser muy diferentes, de un punto a otro, relativamente próximos (suelos poco homogéneos).

-Cualquier cambio que en el futuro se pueda producir en el lugar, como la elevación del nivel freático o las excavaciones adyacentes a la cimentación, que reduzca la sobrecarga.

El factor de seguridad que se recomienda en sitios que tienen condiciones de suelo muy uniforme y donde los asentamientos no sean la parte crítica del diseño, es 2. Se recomienda un valor de 2,5 a 3, para cubrir las variaciones o incertidumbres anteriormente enlistadas.

2.1.9 CARGAS SOBRE LAS CIMENTACIONES

Las cargas que soportarán las cimentaciones, son un factor de gran importancia en el diseño, por eso se analiza la magnitud y características, tanto cuando el equipo está apagado o en operación.

Las cargas muertas someten a la cimentación a esfuerzos estáticos, pero las masas en movimiento son fuerzas de inercia, que producen en la cimentación esfuerzos dinámicos, que muchas veces dan lugar a efectos bastante complejos. El fabricante de los equipos es el encargado de compensar y equilibrar las acciones dinámicas de los mismos.

Las cargas dependen del tipo de máquina de que se trate, y por lo tanto las características de la cimentación son de acuerdo con esa variación. Las cimentaciones deben ser diseñadas, para distribuir la carga de las máquinas en el terreno, a fin de que no ocurran asentamientos excesivos, o inclinación de la cimentación o de otras instalaciones. Las cimentaciones deben tener la rigidez suficiente para evitar su fractura y flexión excesiva, debido a las cargas pesadas concentradas, o a la rotación de partes móviles no balanceadas. También la

rigidez de la cimentación debe absorber o disminuir las vibraciones, y evitar transmitirlas al terreno, ya que las vibraciones en el terreno, pueden causar la disminución o pérdida de la capacidad de carga, asentamientos del suelo soportante y daños a estructuras aledañas.

2.2 CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

El diseño de cualquier cimentación consiste en dos componentes: el diseño geotécnico y el diseño estructural. El diseño geotécnico, por medio de los principios de la Mecánica de Suelos, con base en ensayos de carga y otras determinaciones experimentales, determinan las presiones de carga admisibles, para no exceder la capacidad última del suelo y para obtener asentamientos dentro de los límites tolerables.

El diseño estructural de la cimentación, tiene como objetivo dimensionar la cimentación, para las cargas actuantes factorizadas y para las resistencias minoradas.

2.2.1 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas deben calcularse a nivel de la base de la cimentación, es decir, en el plano de contacto entre el suelo y la cimentación. Esto significa que deben incluirse el peso de la cimentación y el de los equipos soportados.

2.2.1.1 Tipos de cargas

Para el diseño de las cimentaciones se consideran las siguientes cargas. Si alguna otra carga fuese previsible, se debe añadir a las que aquí se indican:

- **Cargas muertas**, se consideran las siguientes:

-Peso propio de la cimentación

-Peso propio de la máquina

-Peso propio de equipos auxiliares

-Peso propio de tuberías

-Peso propio de válvulas

El peso de los diferentes componentes de las máquinas, es proveído por el fabricante. La distribución del peso de la máquina, en la cimentación depende de la ubicación de los puntos de apoyo y de la flexibilidad de la estructura de la máquina. En muchos casos un diagrama de cargas, mostrando la distribución de cargas verticales, es proveído por el fabricante. En caso de no tener esta información, se asume que la estructura de la máquina es rígida y que los pesos están distribuidos apropiadamente en los puntos de soporte.

- **Cargas vivas**, se consideran las siguientes:

-Peso de personas

-Peso de herramientas

-Peso de equipo y materiales de mantenimiento.

La mínima carga viva, según el ASCE 7-02 (American Society of Civil Engineers Minimun Design Loads for Buildings and Other Structures), para el sector industrial liviano es de 125 lb/ft2 (0.06 kg/cm2) y para el sector industrial pesado es de 250 lb/ft2 (0.122 kg/cm2). Las cargas vivas descritas, no ocurren durante la operación del equipo, lo típico es que estas cargas ocurran durante el mantenimiento o períodos donde la máquina esté apagada.

Las cargas vivas para el diseño, se las considera distribuidas uniformemente sobre el piso de plataformas o áreas de acceso al mismo nivel de la cimentación

alrededor de los equipos. En este caso según el ACI 351.3R-04 (American Concrete Institute – Foundations for Dynamic Equipment) las cargas varían de 60 lb/ft2 (0.029 kg/cm2) para personal a 150 lb/ft2 (0.073 kg/cm2) por los materiales y equipo de mantenimiento.

- **Cargas de mantenimiento y montaje**. Se consideran las siguientes:

-Plataformas utilizadas para operación y/o mantenimiento, en las que puedan depositarse temporalmente partes de equipos, repuestos o herramientas pesadas: 0.05 Kg. /cm2.

-Escaleras, pasarelas y plataformas utilizadas sólo por personas con las herramientas que puedan transportar: 0.025 Kg. /cm2.

-Los equipos como las plumas de grúas, el boom o los brazos de las grúas que eventualmente, se pueden apoyar sobre el equipo o la cimentación, durante la instalación o desarme de los componentes de la máquina.

- **Cargas de operación.** Se consideran las siguientes**:**

-Peso del equipo durante condiciones normales de operación, incluyendo el peso de líquidos, sólidos granulares o en suspensión, material catalizador y otros productos que soporta temporalmente la máquina

-Fuerzas o efectos debidos al movimiento o transferencia repentina de líquidos.

-Fuerzas o efectos debidos a cambios de temperatura, produciendo la expansión o contracción del propio equipo y de conexiones a tuberías exteriores.

- **Cargas de viento**.

- La presión de diseño se determina, de acuerdo con UBC-94 (Uniform Building Code), mediante la expresión:

$$P = C_e \times C_q \times I \times q_s \qquad (2.35)$$

Donde: P: Presión de diseño en (T/m2)

C_e: Coeficiente combinado de altura y exposición, cuyos valores se dan en el siguiente cuadro, en función de la altura de la estructura sobre el nivel del terreno, expresada en m.:

CUADRO 2.10
COEFICIENTE COMBINADO DE ALTURA Y EXPOSICIÓN

Altura <	4,5	6,0	7,5	9,0	12,0	18,0	24,0	30,0	36,0	48,0
C_e	1,06	1,13	1,19	1,23	1,31	1,43	1,53	1,61	1,67	1,79

FUENTE: Técnicas Reunidas. S.A. y Eurocontrol S.A.

Cq: Coeficiente de presión. Para edificios y estructuras en general, se toma del cuadro siguiente, en función del tipo de superficie sobre la que actúa el viento y del ángulo de inclinación de la misma:

CUADRO 2.11
COEFICIENTE DE PRESIÓN Cq

Superficie de actuación del viento	Inclinación	Barlovento	Sotavento
Vertical	---	+ 0,8	- 0,5
Cubiertas de edificios cerrados	0° a 10°	- 0,7	- 0,7
	10° a 35°	-0,9	-0,7
Cubiertas de edificios abiertos	Cualquiera	+ 0,8	- 0,5

FUENTE: Técnicas Reunidas. S.A. y Eurocontrol S.A.

Iv: Factor de importancia = 1

q_s: Presión estática del viento para una altura básica de l0m. Se toma q_S = 60 Kg/m2 equivalente a una velocidad del viento de 31m/s (70 millas/hora). Se puede utilizar la siguiente fórmula para el cálculo de la presión del viento:

$$q_s = 0.00256\ V^2 \qquad (2.36)$$

Donde: q_s: Presión estática del viento en (lb/ft^2)

V: Velocidad del viento en (mph)

-La presión de diseño (P), se considera normal a la superficie expuesta al viento, como presión si es positiva y como succión si es negativa.

-Como superficie sobre la que actúa la presión de diseño, en los elementos estructurales y equipos expuestos al viento, se toma el área de los mismos proyectada sobre un plano vertical, normal a la dirección del viento.

- **Cargas sísmicas**.

La fuerza lateral mínima de acuerdo al CEC (Código Ecuatoriano de la Construcción), para otras estructuras diferentes a las de edificación, está determinada por la siguiente fórmula:

$$F_p = Z\ I_p\ C_p\ W_p \qquad (2.37)$$

Donde: F_p: Fuerza sísmica lateral en (ton)

Z: Factor de zona sísmica, este valor va de 0.075 a 0.4 dependiendo de la ubicación geográfica de la cimentación.

I_p: Factor de importancia igual 1,5

C_p: Factor de la fuerza horizontal es igual a 0.6

W_p: Peso propio, más peso de los equipos en condición de operación normal en (ton)

En el caso de que el equipo tenga una frecuencia natural, mayor o igual a 16.7 Hz. o un período menor o igual a 0.06 segundos éste es considerado rígido, en este caso el valor de Cp es 0.6, y en caso de ser un equipo no rígido el valor de Cp es de 1.2.

- **Carga sísmica vertical**.

La carga sísmica vertical, viene a ser una componente de la fuerza lateral sísmica, muchos de los diseñadores en zona sísmicas de 3 o 4 toman tres-

cuartos o dos-tercios de la fuerza lateral y luego se combina los dos efectos simultáneamente.

- **Fuerzas debidas a equipos vibratorios**.

- Las cimentaciones que soporten máquinas o equipos vibratorios, se diseñan para prevenir el fenómeno de resonancia y la transmisión de vibraciones nocivas o peligrosas.

- La frecuencia natural de la cimentación será al menos un 20% a 33% mayor o menor que la frecuencia de operación de la máquina.

- La amplitud de las vibraciones, se debe limitar a los niveles pedidos por los fabricantes o establecidos como adecuados en la práctica habitual. Según el IS 2974 (Indian Standard Code of Practice for Design and Construction of Machine Foundations), la amplitud de vibración de la cimentación, en el borde superior no debe exceder 0.20 mm. en ambas direcciones.

- Según observaciones del funcionamiento de máquinas, realizadas por Barkan (1962), las amplitudes permisibles son las presentadas en la siguiente figura:

FIGURA 2.20
AMPLITUDES PERMISIBLES PARA MAQUINARIA

Tipo	Amplitud Permisible (mm)
1. - Maquinaria de baja velocidad (500 r.p.m.)	0.02 a 0.025
2. - Cimentaciones para martillos	0.1 a 0.12
3. - Maquinaria de alta velocidad:	
a) 3000 r.p.m.	
I Vibraciones verticales	0.002 a 0.003
II Vibraciones horizontales	0.004 a 0.005
b) 1500 r.p.m.	
I Vibraciones verticales	0.004 a 0.006
II Vibraciones horizontales	0.007 a 0.009

FUENTE: Juárez C. 1998

- Todos los datos necesarios para el diseño de la cimentación, se toman de la información que faciliten los fabricantes de los equipos.

2.2.1.2 Condiciones de carga

Las cimentaciones de los equipos, desde un inicio deben soportar diferentes tipos de condiciones de carga, ya que para cada etapa hay una o más combinaciones de carga, que se aplican a la cimentación. Las condiciones de carga son las siguientes:

-Condición de montaje, representa a las cargas aplicadas durante su construcción

-Condición de prueba, representa las cargas de diseño, que actúan en la cimentación durante una prueba, como la prueba hidráulica.

-Condición de vaciado o apagado, representa las cargas de diseño, cuando el equipo soporta menos peso debido a la extracción de fluidos o componentes del equipo, como resultado del mantenimiento.

-Condición de operación normal, representa las cargas de diseño durante la normal operación del equipo.

-Condición de operación anormal, representa las cargas de diseño, que ocurren durante períodos donde las cargas que actúan sobre la cimentación, son inusuales o extremas.

2.2.1.3 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga para las diferentes condiciones de carga son las siguientes:

- **Montaje**

-Carga muerta + fuerzas de montaje

-Carga muerta + fuerzas de montaje + viento reducido + nieve, hielo o lluvia

-Carga muerta + fuerzas de montaje + sismo + nieve, hielo o lluvia

- **Pruebas**

-Carga muerta + cargas de prueba

-Carga muerta + cargas de prueba + carga viva + nieve, hielo o lluvia

-Carga muerta + cargas de prueba + viento reducido + nieve, hielo o lluvia

- **Vaciado o apagado**

-Carga muerta + fuerzas de mantenimiento + carga viva + nieve, hielo o lluvia

- **Operación normal**

-Carga muerta

-Carga muerta + cargas térmicas + fuerzas del equipo + carga viva + viento + nieve, hielo o lluvia

-Carga muerta + cargas térmicas + fuerzas del equipo + carga viva + sismo + nieve, hielo o lluvia

- **Operación anormal**

-Carga muerta + cargas alteradas o anormales del equipo + carga viva + viento reducido

La carga de viento en condiciones de montaje se debe tomar solo el 80% y en condiciones de prueba un 33%.

Los factores de resistencia para soportar las cargas son los establecidos en el ACI 318S-05, para las diferentes combinaciones de carga.

$$U = 1.4\ (D + F) \tag{2.38}$$

$$U = 1.2\ (D+F+T) + 1.6\ (L+H) + 0.5\ (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \tag{2.39}$$

$$U = 1.2D + 1.6\ (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.87W) \tag{2.40}$$

$$U = 1.2D + 1.6\ W + 1.0L + 0.5\ (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \tag{2.41}$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S \tag{2.42}$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H \tag{2.43}$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H \tag{2.44}$$

Donde: U: Resistencia Requerida

D: Carga muerta

E: Carga sísmica

F: Carga debido al peso y presión de fluido

H: Carga debido al peso y presión del suelo

L: Carga viva

L_r: Cargas vivas de cubierta

R: Cargas por lluvia

S: Cargas por nieve

T: efectos acumulados de variación de temperatura, flujo plástico, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del concreto de retracción compensada

W: Carga por viento

Estas combinaciones están expuestas a excepciones nombradas en el ACI 318S-05. Además según el ACI se puede utilizar las combinaciones de carga que se describen en el apéndice C del mismo.

2.2.2 MATERIALES

El hormigón armado de la cimentación, debe tolerar al ambiente durante las etapas de colocación, curado y servicio; los aspectos ambientales que el ingeniero debe considerar son los siguientes: el congelamiento y descongelamiento, el cloruro de sodio, sulfatos del suelo, ácidos, carbonatación, aceites, el frecuente mojado y secado, y las altas temperaturas.

- **Hormigón**

La resistencia a la compresión del hormigón para cimentaciones, será como mínimo de 210 kg/cm2 según ACI 351.3R-04. En muchos casos la calidad y durabilidad del hormigón, son más importantes para un buen desempeño, que la resistencia del mismo.

El hormigón será de consistencia seca o plástica, con un asiento máximo en el Cono de Abrams de 5cm a 8 cm. En caso de utilizar aditivos se acepta la recomendación de diseño del fabricante.

- **Acero para refuerzo**

Barras corrugadas, son las barras redondas de acero que cumplen la norma ASTM A 615M Grado 60 (420) de las siguientes características mecánicas:

-Resistencia a la tracción > 6300 Kg/cm2.

-Límite elástico > 4200 Kg/cm2.

-Alargamiento de rotura > 15%

El diámetro mínimo a utilizar será 12 mm. Los diámetros nominales a utilizar son los siguientes:

12-14-16-18-20-25 y 32 mm.

El espaciamiento máximo será de 450 mm y el mínimo será de 150 mm.

El recubrimiento mínimo para protección del acero de refuerzo según IS 2974, será de 100 mm. en el lecho inferior, 50 mm. en los lados y 40 mm. en el lecho superior de la cimentación.

- **Mallas electrosoldadas para refuerzo**

Las mallas electrosoldadas deben cumplir con las especificaciones ASTM A 184M (Specification for Fabricated Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement).

Los diámetros nominales a utilizar son los siguientes:

3-4-5-6-8-10 y 12 mm.

Los tamaños de las mallas se limitan en lo posible a:

l00xl00, 150x150 y 200x200 mm.

- **Pernos de Anclaje**

-Los pernos de anclaje y los conectores mecánicos deben cumplir con la resistencia de diseño para cargas a tracción, como para solicitaciones de cortante.

-La resistencia de diseño debe ser mayor o igual a la resistencia calculada con las combinaciones de carga.

-Los pernos de anclaje deben tener la longitud de anclaje necesaria, para que distribuyan las fuerzas en la parte baja de la cimentación. Los anclajes tipo L y J no son recomendables para resistir las fuerzas dinámicas de los equipos, pero se los debe utilizar cuando exista la recomendación del fabricante del equipo. De igual manera los pernos de camisa expansivos, solo deben ser utilizados cuando el fabricante los haya probado para resistir vibraciones de maquinaria.

-Las propiedades mecánicas, los materiales de los pernos de anclaje, así como también las distancias mínimas al borde de la cimentación y entre pernos están especificados en el ACI 351.3R-04 y en el ACI 318-05(Apéndice D).

- **Grout**

El grout es una mezcla de materiales cementantes y agua, con o sin agregados; que sirve para rellenar, nivelar placas y apoyo de máquinas. Este tipo de mortero tiene la ventaja de tener una expansión controlada, alta resistencia mecánica, alta manejabilidad y no presenta oxidación. También puede ser una mezcla de polímeros. Debido a esto existen de dos tipos, los cementicios y los epóxicos.

-Grout cementicio tiene una resistencia a la compresión de 6000 psi (422 kg/cm2), es más económico que el grout epóxico.

-Grout epóxico tiene una resistencia a la compresión de 16000 psi (1125 kg/cm2), este grout está recomendado para maquinaria dinámica, debido a tener mayor resistencia a vibraciones y cargas impacto, y mejor resistencia química a los lubricantes de aceite y procesos de fluidos.

El criterio de resistencia a la compresión, no será necesario para cargas de maquinaria menores a 1000 psi (70.3 kg/cm2)

-El espesor de aplicación típico es de 1 a 5 pulg. (25mm a 125mm.)

-Las especificaciones constructivas para aplicar el grout están estandarizadas en el ACI 351.1R-99 (American Concrete Institute Grouting between Foundation and Bases for Support of Equipment and Machinery).

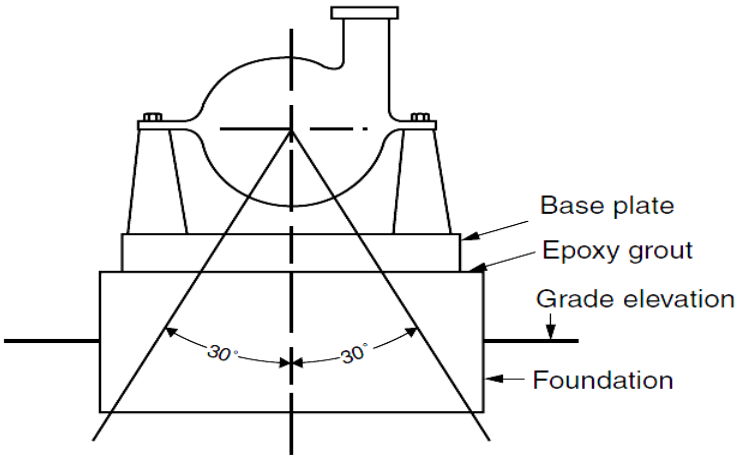
2.2.3 DIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

El tamaño de la cimentación debe ser probada, para cumplir con varias especificaciones mínimas, las mismas que se toman en cuenta antes de comenzar a dimensionar la cimentación, reduciendo el número de prediseños y llegar a un diseño óptimo, los parámetros a tener en cuenta son los siguientes:

Para dimensionar el área de la cimentación vista en planta, se toma como referencia la placa donde se asienta la máquina y se aumenta 15 cm a 30cm. como mínimo a cada lado, para efectos de mantenimiento.

Para el caso de bombas con potencias mayores a 500 hp, según Mobley, el ancho necesario para soportar y disipar la energía generada por la bomba, se lo debe describe en la siguiente figura, donde las líneas deben cruzar por el fondo de la cimentación y no por los lados de la misma.

FIGURA 2.21
ANCHO NECESARIO PARA CIMENTACIONES DE BOMBAS



FUENTE: Mobley, R. Keith, (2001), Plant Engineer's Handbook.

El espesor o peralte de la cimentación, según el ACI 351.3R-28, debe ser el suficiente para evitar la falla, el peralte mínimo es el mayor valor de los siguientes: 1/5 del ancho, 1/10 del largo, 0.60 cm o 1/30 del largo mas 0.60 cm.

La combinación del centro de gravedad de la máquina y cimentación, según el Eurocódigo 2, debe estar bajo la superficie superior de la cimentación. Además la excentricidad no debe ser mayor al 5% de la menor dimensión horizontal de la cimentación.

La rigidez de la cimentación debe estar dada regida por la relación entre la masas de la cimentación y equipo, según el ACI 351.3R-27, para equipos rotatorios, la masa de la cimentación debe ser al menos 3 veces la masa del equipo y 5 veces para equipos reciprocantes.

2.2.4 CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO

El cálculo del acero de refuerzo para cimentaciones, está basado en las especificaciones del ACI 318-05, donde se describe el cálculo de refuerzo mínimo en elementos sujetos a flexión.

El acero de refuerzo mínimo por efectos de temperatura y contracción, según el ACI 318-05, es de 0.0018 del área gruesa del hormigón en cada dirección. El espaciamiento máximo del refuerzo, no debe ser mayor que tres veces el espesor de la cimentación o 450mm. El recubrimiento mínimo para protección del acero de refuerzo es de al menos 75 mm. en el lecho inferior, 50 mm. en el lecho superior de la cimentación.

El refuerzo, según el Eurocódigo 2, debe colocarse en las tres direcciones espaciales, con un refuerzo mínimo entre 50 kg/m3 y 250 kg/m3 de hormigón de la cimentación, dependiendo del tipo de equipo. El exceso de acero puede ocasionar problemas constructivos y de calidad, para evitar esto en el ACI 351.3R-04, se especifica un refuerzo mínimo para cimentaciones de 30 kg/m3.

En el caso de cimentaciones rectangulares, según el ACI 318-05, el refuerzo de la superficie superior e inferior, en las dos direcciones, se distribuye así: en la dirección larga el refuerzo se distribuye uniformemente. En la dirección corta el refuerzo debe distribuirse en porciones, la porción del total del refuerzo γs, se debe distribuir en un ancho (B), igual al lado corto de la cimentación, el resto se distribuye a mitades a cada lado.

$$\gamma_s = \left(\frac{2}{\beta+1}\right) \times A_s \qquad (2.45)$$

Donde: γ_s: Porción de refuerzo total

β: Lado mayor dividido para el lado menor L/B

A_s: Área de refuerzo total en (cm2)

CAPÍTULO 3
DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA DEL SISTEMA DE CÁLCULO

3.1 SISTEMA DE CÁLCULO PARA EQUIPO ESTÁTICO

El siguiente diseño corresponde a una cimentación de un transformador, el cual va a ser implantado en el área de trabajo, ubicada en el Terminal de Combustibles de Pascuales, en la ciudad de Guayaquil.

El mencionado equipo, posee características de pequeña a mediana magnitud de carga, por lo que se requiere de un análisis de la cimentación que debe soportar al equipo en operación.

El equipo a emplazarse, posee un skid o base metálica, suministrado en un solo conjunto, por lo cual los elementos de sujeción están definidos.

La cimentación debe emplazarse directamente sobre el suelo. La fundación soportará el equipo y distribuirá la carga muerta de operación, de la manera más uniforme posible, sin sobrepasar las deflexiones admisibles, esfuerzos de trabajo admisibles del suelo, evitando el desprendimiento o “despegue” del elemento respecto al suelo de contacto, y finalmente, garantizando estabilidad ante solicitaciones laterales como lo supone el sismo.

En función de lo anterior se requiere de la cimentación más rígida pero a su vez más liviana posible.

La solución se muestra como un elemento o bloque prismático de hormigón, que presente la suficiente rigidez frente a deflexiones verticales, garantice uniformidad en la distribución de carga y contrarreste potenciales desprendimientos a solicitación lateral.

La cimentación debe emplazarse con una fracción de su altura o peralte enterrado, para garantizar empujes pasivos del suelo, que suministren resultantes frente a solicitación lateral, además de considerar los niveles y cotas de proyecto para operación.

Como primer paso se realiza el cálculo de la capacidad de carga para el suelo existente, utilizando los datos del equipo y los datos de estudios de suelos existentes para el sitio.

TRANSFORMADOR

Peso del equipo	We	5818	Kg
Largo del equipo	Le	2,74	M
Ancho del equipo	Be	1,52	M
Altura del equipo	He	2,74	M
# de pernos	Ne	4	
Frecuencia	F	60	Hz

DATOS DEL ESTUDIO DE SUELOS

Tipo de Suelo		GM		Arcilla limosa
Cohesión	C	7,09	T/m2	
Ángulo de fricción	Φ	38,58	º	
Peso específico	ϒ	1,77	T/m3	
Coeficiente de balasto	Ks	4800	T/m3	Parámetro para el modelo en SAP
Esfuerzo admisible recomendado	qa	40	T/m2	Por asentamientos
Profundidad de desplante	Df	>0.3	m	A partir del nivel final de proyecto

Ver Anexo 1.1

VIENTO

Coeficiente de altura	Ce	1,06	-
Coeficiente de presión	Cq	0,8	-
Factor de Importancia	Iv	1	-
Presión estática del viento	qs	60	Kg/m2
Presión del viento	ws	0,051	T/m2

SISMO

Zona Sísmica		4	
Factor de zona	Z	0,4	-
Factor de importancia	Ip	1,5	
Factor de la fuerza horizontal	Cp	0,6	-
Corte Basal	V	2,09	T

Ver Anexo 2

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR LA FÓRMULA GENERAL 2.33

DATOS DE CARGA:

Fuerza vertical	V =	5,818	T
Fuerza Horizontal	H =	0	T
Ancho cimentación	B =	1,8	M
Largo cimentación	L =	3	M
Área cimentación	A =	5,4	m2

PARA SUELO MEJORADO

Tipo de Suelo		Sub-base	Clase 3 Granular
Cohesión	C	0	T/m2
Angulo de fricción	Φ	35	º
Peso específico	γ	1,9	T/m3

Profundidad:	Df =	1	m	
Esfuerzo último	qu	133.92	T/m2	
Esfuerzo admisible	qa	44.64	T/m2	Por fórmula 2.33
Factor de seguridad	FS	3		
Espesor de la capa de mejoramiento:	z	0.95	m	Se recomienda utilizar geomalla para reducir z

Ver anexo 3.1.1

VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL SUELO.

Carga muerta	Pd=	11,00	T	W de cimentación+ W del Equipo
Carga viva	Pl=	0,81	T	Carga viva de 600kg/m2
Carga sísmica	Pe=	2,09	T	SISMO
Momento	Mx=	1,18	Tm	SAP Ver Anexo 3.1.2
Momento	My=	0,55	Tm	SAP Ver Anexo 3.1.2
Ancho	B=	1,8	m	
Largo	L=	3	m	
A req	Areq.	0,26	m2	
Esf. Adm.	qa=	44,64	T/m2	Este qa es del suelo mejorado
Resistencia hormigón	fc=	210	Kg/cm2	
Resistencia acero	Fy=	4200	Kg/cm2	

Excentricidad x	ex=	0,047	m	ok
Excentricidad y	ey=	0,100	m	ok

Ancho '	B'=	1,60	m
Largo '	L'=	2,91	m

Esfuerzo Admisible	qa=	44,64	T/m2	
Carga Admisible	Qa=	207,65	T	ok

Inercia	IX=	1,458	m4
Inercia	IY=	4,050	m4

Distancia	x=	1,50	m
Distancia	y=	0,90	m

CÁLCULO DE ESFUERZOS EN LAS ESQUINAS (q<qa)			
q1 =	1,26	T/m2	ok
q2 =	1,66	T/m2	ok
q3 =	3,12	T/m2	ok
q4 =	2,71	T/m2	ok

DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO

ESFUERZO ÚLTIMO		
Pu =	15,52	T
ESF.u =	2,87	T/m2

CORTE			
d =	35	cm	
Vu =	3,85	T	SAP Ver Anexo 3.1.2
Vn =	4,53	T	
Vc =	26,88	T por 1m de ancho	peralte ok

PUNZONAMIENTO		
bo =	992	cm

Vu =	0,00	T	no existe falla por punzonamiento
Vn =	0,00	T	

SE ESCOGE EL MENOR FACTOR

factor1 =	1,118		
factor2 =	0,904		
factor3 =	1,060		
FACTOR =	0,904		
Vc =	241,06	T	OK

DISEÑO A FLEXIÓN DIRECCIÓN X			
Mu=	1,18	Tm	SAP Ver Anexo 3.1.2
Mn=	1,31	Tm	
Mn/bd^2=	1,07	T/m2	

Esf. de flexión < Esf. con Ro min

Ro=	0,0018		Se escoge el Ro mínimo
As=	6,3	cm2/m	
ϕ =	14	mm	
ÁREA VARILLA=	1,54	cm2	
S=	24,43	cm	

ANCHO=	3	m
Recubrimiento=	5	cm
S escogido=	25	cm
#VARILLLAS=	12,60	

DISEÑO A FLEXIÓN DIRECCIÓN Y			
Mu=	0,55	Tm	SAP Ver Anexo 3.1.2

Mn=	0,61	Tm
Mn/bd^2=	0,50	T/m2

Esfuerzo de flexión < σ con Ro min

Ro=	0,0018		Se escoge el Ro mínimo
As=	6,3	cm2/m	
ϕ =	14	mm	
ÁREA VARILLA=	1,54	cm2	
S=	24,43	cm	

ANCHO=	1,8	m
Recubrimiento =	5	cm
S escogido=	25	cm
#VARILLLAS=	7,80	

DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

Long. Equipo	L =	2,74	m
Ancho Equipo	B =	1,52	m
Altura Equipo x	Hx =	2,74	m
Altura Equipo y	Hy =	2,74	m
Área Viento X	Avx =	7,5076	m2
Área Viento Y	Avy =	4,1648	m2
#Peros		4	

CARGAS	FUERZAS (T)			MOMENTO (TM)		
actuantes	x	y	z	x	y	z
MUERTA	0	0	1,454	0	0	0
SISMO	0,523	0,523	0	0	0	0
VIENTO	0,095	0,052	0	0,261	0,145	0
MOVIMIENTO						

COMBINACIONES DE CARGA	
U1=	1,4*CM+1,7*CV
U2=	0,75*(1,4*CM+1,7*CV+1,7*WX)
U3=	0,75*(1,4*CM+1,7*CV-1,7*WY)
U4=	0,9*CM+1,3*WX
U5=	0,9*CM-1,3*WY
U6=	0,75*(1,4*CM+1,7*CV+1,87*SX)
U7=	0,75*(1,4*CM+1,7*CV-1,87*SY)
U8=	0,9*CM+1,3*WX+FMx
U9=	0,9*CM+1,3*WY+FMy
U10=	0,9*CM+FMz
U11=	CM+CV
U12=	0,9*CM+1,43*SX
U13=	0,9*CM-1,43*SY

PERNO TIPO J

Cortante Máximo	Vmax =	3857	Kg	SAP Ver Anexo 3.1.2
Diámetro del perno	d =	15,6	mm	Según tabla Ver Anexo 3.1.2

3.2 SISTEMA DE CÁLCULO PARA EQUIPO DINÁMICO

El siguiente diseño corresponde a una cimentación de una bomba centrífuga, la cual va a ser implantada en el área de trabajo, ubicada en la estación Santa Paula – Ancón.

El mencionado equipo, posee características de pequeña a mediana magnitud de carga, por lo que se requiere de un análisis de la cimentación que debe soportar al equipo en operación.

El equipo a emplazarse, posee un skid o base metálica, suministrado en un solo conjunto, por lo cual los elementos de sujeción están definidos.

La cimentación debe emplazarse directamente sobre el suelo. La fundación soportará el equipo y distribuirá la carga muerta de operación, de la manera más uniforme posible, sin sobrepasar las deflexiones admisibles, esfuerzos de trabajo admisibles del suelo, evitando el desprendimiento o “despegue” del elemento respecto al suelo de contacto, y finalmente, garantizando estabilidad ante solicitaciones laterales como lo supone el sismo.

En función de lo anterior se requiere de la cimentación más rígida pero a su vez más liviana posible.

La solución se muestra como un elemento o bloque prismático de hormigón, que presente la suficiente rigidez frente a vibraciones, deflexiones verticales, garantice uniformidad en la distribución de carga y contrarreste potenciales desprendimientos a solicitación lateral.

La cimentación se debe emplazarse considerando los niveles y cotas de proyecto para operación.

Como primer paso se realiza el cálculo de la capacidad de carga para el suelo existente, utilizando los datos del equipo y los datos de estudios de suelos existentes para el sitio.

BOMBA

Peso del equipo	We	2068,84	Kg
Largo del equipo	Lb	2,0955	m
Ancho del equipo	Bb	0,781	m
Altura del equipo	Hb	0,85	m
# de pernos	Np	4	
Tamaño de la bomba		14x16x18	
Velocidad de operación	V	1800	rpm
Potencia	HP	200	hp
Frecuencia	F	60	Hz
Voltaje	Vol	460	Voltios

DATOS DEL ESTUDIO DE SUELOS

Tipo de suelo		SM		arena limosa
Cohesión	C	3,5	T/m2	
Ángulo de fricción	Φ	29	º	
Peso específico	γ	1,9	T/m3	
Coeficiente de balasto	Ks	1800	T/m3	Parámetro para el modelo en SAP
Esfuerzo admisible recomendado	qa	15	T/m2	Por asentamientos
Profundidad de desplante	Df	1	m	A partir del nivel final de proyecto

Ver Anexo 1.2

VIENTO

Coeficiente de altura	Ce	1,06	-
Coeficiente de presión	Cq	0,8	-
Factor de Importancia	Iv	1	-
Presión estática del viento	qs	60	Kg/m2
PRESIÓN DEL VIENTO	ws	0,05088	T/m2

SISMO

Zona Sísmica		4	
Factor de zona	Z	0,4	-
Factor de importancia	Ip	1	
Factor de la fuerza horizontal	Cp	0,4	-
Corte Basal	V	0,33	T

Ver Anexo 2

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR LA FÓRMULA GENERAL 2.33

DATOS DE CARGA:

Fuerza vertical	V =	2,068	T
Fuerza Horizontal	H =	0	T
Ancho cimentación	B =	1,1	m
Largo cimentación	L =	2,4	m
Área cimentación	A =	2,64	m2

PARA SUELO MEJORADO

Tipo de Suelo		Sub-base	Clase 3	granular
Cohesión	C	0	T/m2	
Angulo de fricción	Φ	35	º	
Peso específico	γe	1,9	T/m3	
Profundidad:	Df =	1	m	
Esfuerzo último	qu	112.51	T/m2	
Esfuerzo admisible	qa	37.5	T/m2	Por fórmula 2.33
Factor de seguridad	FS	3		
Espesor de la capa de mejoramiento:	z	0.65	m	Se recomienda utilizar geomalla para reducir z

Ver anexo 3.2.1

VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL SUELO.

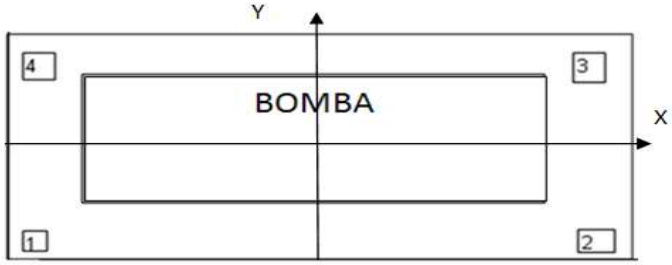
Carga muerta	Pd=	8,40	T	W de cimentación + W del Equipo
Carga viva	Pl=	0,58	T	Carga viva de 600kg/m2
Carga sísmica	Pe=	0,33	T	SISMO
Momento	Mx=	0,8	Tm	SAP Ver Anexo 3.2.2
Momento	My=	0,29	Tm	SAP Ver Anexo 3.2.2
Ancho	B=	1,1	m	
Largo	L=	2,4	m	
Área requerida	Areq.	0,24	m2	
Esfuerzo. Admisible.	qa=	37,50	T/m2	Este qa es del suelo mejorado
Resistencia hormigón	fc=	210	Kg/cm2	
Resistencia acero	Fy=	4200	Kg/cm2	

Excentricidad x	ex=	0,032	m	ok
Excentricidad y	ey=	0,089	m	ok

Ancho '	Bprima=	2,22	m
Largo '	Lprima=	0,43	m

Esfuerzo Admisible	qa=	37,5	T/m2	
Carga máxima	Qa=	14,57	T	ok

Inercia	IX=	0,266	m4
Inercia	IY=	1,267	m4
Distancia	x=	1,20	m
Distancia	y=	0,55	m



CÁLCULO DE ESFUERZOS EN LAS ESQUINAS (q<qa)			
q1 =	1,47	T/m2	ok
q2 =	2,02	T/m2	ok
q3 =	5,33	T/m2	ok
q4 =	4,78	T/m2	ok

ANÁLISIS DE RIGIDEZ			
Masa del equipo	Me =	0,21	Ton-seg2/m
Masa de la cimentación	Mc =	0,65	Ton-seg2/m
Relación	Mc/Me =	3,06	OK

DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO

ESFUERZO ÚLTIMO		
Pu =	10,02	T
ESF.u =	3,80	T/m2

CORTE			
d =	95	cm	
Vu =	2,37	T	SAP Ver Anexo 3.2.2
Vn =	2,79	T	
Vc =	72,96	T por 1m de ancho	Peralte ok

PUNZONAMIENTO			
bo =	955,3	cm	
Vu =	0,00	T	No existe falla por punzonamiento
Vn =	0,00	T	

SE ESCOGE EL MENOR FACTOR

factor1 =	0,925		
factor2 =	1,584		
factor3 =	1,060		
FACTOR =	0,925		
Vc =	644,75	T	OK

DISEÑO A FLEXIÓN DIRECCIÓN X			
Mu=	0,8	Tm	SAP Ver Anexo 3.2.2
Mn=	0,89	Tm	
Mn/bd^2=	0,10	T/m2	
Esfuerzo de flexión < esfuerzo con Ro min			
Ro=	0,0018		Se escoge el Ro mínimo
As=	17.1	cm2/m	
ϕ =	18	mm	
ÁREA VARILLA=	2,54	cm2	
S=	14,88	cm	

ANCHO=	2,4	m
Recubrimiento=	5	cm
S escogido=	15	cm
#VARILLLAS=	16,33	

DISEÑO A FLEXIÓN DIRECCIÓN Y			
Mu=	0,29	Tm	SAP Ver Anexo 3.2.2
Mn=	0,32	Tm	
Mn/bd^2=	0,04	T/m2	
Esf. de flexión < Esf. con Ro min			

Ro=	0,0018		Se escoge el Ro mínimo
As=	17.1	cm2/m	
ϕ =	18	mm	
ÁREA VARILLA=	2,54	cm2	
S=	14,88	cm	

ANCHO=	1,1	m
Recubrimiento=	5	cm
S escogido=	15	cm
#VARILLLAS=	7,67	

DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

Long. Equipo	L =	2.1	m
Ancho Equipo	B =	0.8	m
Altura Equipo x	Hx =	0.85	m
Altura Equipo y	Hy =	0.85	m
Área Viento X	Avx =	1.78	m2
Área Viento Y	Avy =	0.68	m2
#Peros		4	

CARGAS	**FUERZAS (T)**			**MOMENTO (TM)**		
actuantes	**x**	**y**	**z**	**x**	**y**	**z**
MUERTA	0	0	0,5172	0	0	0
SISMO	0,0828	0,0828	0	0	0	0
VIENTO	0,0227	0,0086	0	0,0193	0,0074	0
MOVIMIENTO	0,1193	0,4091	0,1648	0,1229	0,1904	0,1662

COMBINACIONES DE CARGA

U1=	1,4*CM+1,7*CV
U2=	0,75*(1,4*CM+1,7*CV+1,7*WX)
U3=	0,75*(1,4*CM+1,7*CV-1,7*WY)
U4=	0,9*CM+1,3*WX
U5=	0,9*CM-1,3*WY
U6=	0,75*(1,4*CM+1,7*CV+1,87*SX)
U7=	0,75*(1,4*CM+1,7*CV-1,87*SY)
U8=	0,9*CM+1,3*WX+FMx
U9=	0,9*CM+1,3*WY+FMy
U10=	0,9*CM+FMz
U11=	CM+CV
U12=	0,9*CM+1,43*SX
U13=	0,9*CM-1,43*SY

PERNO TIPO J

Cortante máximo	Vmax	2378	Kg	SAP Ver Anexo 3.2.2
Diámetro del perno	d	12,5	mm	Según tabla Ver Anexo 3.2.2

3.3 SISTEMA DE CÁLCULO PARA EQUIPO PESADO

El siguiente diseño corresponde a una cimentación de un generador, el cual va a ser implantado en el área de trabajo, ubicado en el NPF del Bloque 16 del Oriente ecuatoriano.

El mencionado equipo, posee características de mediana a gran magnitud de carga, por lo que se requiere de un análisis de la cimentación que debe soportar al equipo en operación.

El equipo a emplazarse, posee un skid o base metálica, suministrado en un solo conjunto, por lo cual los elementos de sujeción están definidos.

La cimentación debe emplazarse directamente sobre el suelo. La fundación soportará el equipo y distribuirá la carga muerta de operación, de la manera más uniforme posible, sin sobrepasar las deflexiones admisibles, esfuerzos de trabajo admisibles del suelo, evitando el desprendimiento o “despegue” del elemento respecto al suelo de contacto, y finalmente, garantizando estabilidad ante solicitaciones laterales como lo supone el sismo.

En función de lo anterior se requiere de la cimentación más rígida pero a su vez más liviana posible.

La solución se muestra como un elemento o bloque prismático de hormigón, que presente la suficiente rigidez frente a vibraciones, deflexiones verticales, garantice uniformidad en la distribución de carga y contrarreste potenciales desprendimientos a solicitación lateral.

La cimentación se emplazará considerando los niveles y cotas de proyecto para operación.

Como primer paso se realiza el cálculo de la capacidad de carga para el suelo existente, utilizando los datos del equipo y los datos de estudios de suelos existentes para el sitio.

GENERADOR

Peso del equipo	We	13889	Kg
Largo del equipo	Lb	6	m
Ancho del equipo	Bb	2,49	m

Altura del equipo	Hb	3,21	m
# de pernos	Np	12	
Velocidad de operación	V	1800	rpm
Frecuencia	F	60	Hz

DATOS DEL ESTUDIO DE SUELOS

Suelo		CH		arcilla limosa
Cohesión	C	5,2	T/m2	
Ángulo de fricción	Φ	16,4	º	
Peso específico	γ	1,88	T/m3	
Coeficiente de balasto	Ks	420	T/m3	Parámetro para el modelo en SAP
Esfuerzo admisible recomendado	qa	3.5	T/m2	Por asentamientos
Profundidad de desplante	Df	0.5	m	A partir del nivel final de proyecto

Ver Anexo 1.3

VIENTO

Coeficiente de altura	Ce	1,06	-
Coeficiente de presión	Cq	0,8	-
Factor de Importancia	Iv	1	-
Presión estática del viento	qs	60	Kg/m2
PRESIÓN DEL VIENTO	ws	0,05088	T/m2

SISMO

Zona Sísmica		4	
Factor de zona	Z	0,4	-
Factor de importancia	Ip	1,5	
Factor de la fuerza horizontal	Cp	0,6	-
Corte Basal	V	5,00	T

Ver Anexo 2

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR LA FÓRMULA GENERAL 2.33

DATOS DE CARGA:

Fuerza vertical	V =	13.889	T
Fuerza Horizontal	H =	0	T
Ancho cimentación	B =	2.8	m
Largo cimentación	L =	6.3	m
Área cimentación	A =	17.64	m2

PARA SUELO MEJORADO

Tipo de Suelo		Sub-base	Clase 3	Granular
Cohesión	C	0	T/m2	
Angulo de fricción	Φ	35	º	
Peso específico	γe	1,9	T/m3	
Profundidad:	Df =	1	m	
Esfuerzo último	qu	115.66	T/m2	
Esfuerzo admisible	qa	38.55	T/m2	
Factor de seguridad	FS	3		
Espesor de la capa de mejoramiento:	z	1.65	m	Se recomienda utilizar geomalla para reducir z

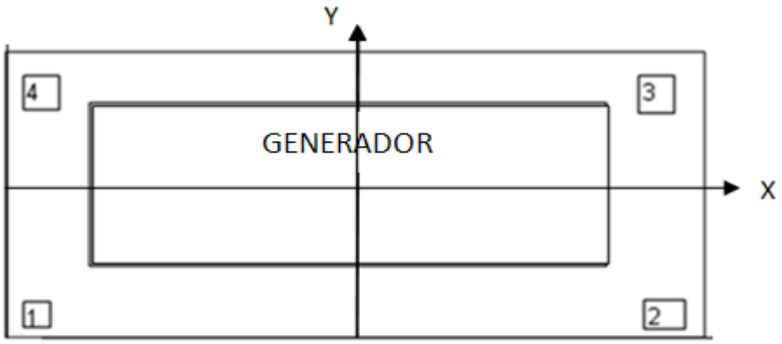
Ver Anexo 3.3.1

VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL SUELO.

Carga muerta	Pd=	56,23	T	W de cimentación + W del Equipo
Carga viva	Pl=	1,58	T	Carga viva de 600kg/m2
Carga sísmica	Pe=	5,00	T	SISMO
Momento	Mx=	0,48	Tm	SAP Ver Anexo 3.3.2
Momento	My=	0,79	Tm	SAP Ver Anexo 3.3.2

Ancho	B=	2,8	m	
Largo	L=	6,3	m	
Área requerida	Areq.	1,50	m2	
Esfuerzo Admisible	qa=	38,55	T/m2	Este qa es del suelo mejorado
Resistencia	fc=	210	Kg/cm2	
Resistencia	Fy=	4200	Kg/cm2	
Excentricidad x	ex=	0,014	m	ok
Excentricidad y	ey=	0,008	m	ok
Ancho '	Bprima=	2,78	m	
Largo '	Lprima=	6,27	m	
Esfuerzo Admisible	qa=	38,55	T/m2	
Carga máxima	Qa=	673,06	T	ok

Inercia	IX=	11,525	m4
Inercia	IY=	58,344	m4
Distancia	x=	3,15	m
Distancia	y=	1,40	m



CÁLCULO DE ESFUERZOS EN LAS ESQUINAS (q<qa)			
q1 =	3,13	T/m2	ok
q2 =	3,16	T/m2	ok
q3 =	3,43	T/m2	ok
q4 =	3,39	T/m2	ok

ANÁLISIS DE RIGIDEZ			
Masa del equipo	Me =	1,42	Ton-seg2/m
Masa de la cimentación	Mc =	4,32	Ton-seg2/m
Relación	Mc/Me =	3,05	OK

DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO

ESFUERZO ÚLTIMO		
Pu =	68,07	T
ESF.u =	3,86	T/m2

CORTE			
d =	95	cm	
Vu =	3,34	T	SAP Ver Anexo 3.3.2
Vn =	3,93	T	
Vc =	72,96	T por 1m de ancho	Peralte ok

PUNZONAMIENTO			
bo =	2078	cm	
Vu =	0,00	T	No existe falla por punzonamiento
Vn =	0,00	T	

SE ESCOGE EL MENOR FACTOR

factor1 =	0,970		
factor2 =	1,015		
factor3 =	1,060		
FACTOR =	0,97		
Vc =	1470,71	T	OK

DISEÑO A FLEXIÓN DIRECCIÓN X			
Mu=	0,48	Tm	SAP Ver Anexo 3.3.2
Mn=	0,53	Tm	
Mn/bd^2=	0,06	T/m2	
Esf. de flexión < Esf. con Ro min			
Ro=	0,0018		Se escoge el Ro mínimo
As=	17,1	cm2/m	
ϕ =	18	mm	
ÁREA VARILLA=	2,54	cm2	
S=	14,88	cm	
ANCHO=	6,3	m	
Recubrimiento=	5	cm	
S escogido=	15	cm	
#VARILLLAS=	42,33		

DISEÑO A FLEXIÓN DIRECCIÓN Y			
Mu=	0,79	Tm	SAP Ver Anexo 3.3.2
Mn=	0,88	Tm	
Mn/bd^2=	0,10	T/m2	
Esf. de flexión < Esf. con Ro min			
Ro=	0,0018		Se escoge el Ro mínimo
As=	17,1	cm2/m	
ϕ =	18	mm	
ÁREA VARILLA=	2,54	cm2	
S=	14,88	cm	

ANCHO=	2,8	m
Recubrimiento=	5	cm
S escogido=	15	cm
#VARILLLAS=	19,00	

DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

Long. Equipo	L =	6	m
Ancho Equipo	B =	2,49	m
Altura Equipo x	Hx =	2,2	m
Altura Equipo y	Hy =	3,21	m
ÁREA VIENTOX	Avx =	19,26	m2
ÁREA VIENTOY	Avy =	7,9929	m2
#PERNOS		12	

CARGAS	FUERZAS (T)			MOMENTO (TM)		
actuantes	x	y	z	x	y	z
MUERTA	0	0	1,1574	0	0	0
SISMO	0,4166	0,4166	0	0	0	0
VIENTO	0,0816	0,0338	0	0,1833	0,1087	0
MOVIMIENTO				0,0880		

COMBINACIONES DE CARGA	
U1=	1,4*CM+1,7*CV
U2=	0,75*(1,4*CM+1,7*CV+1,7*WX)
U3=	0,75*(1,4*CM+1,7*CV-1,7*WY)
U4=	0,9*CM+1,3*WX
U5=	0,9*CM-1,3*WY

U6=	0,75*(1,4*CM+1,7*CV+1,87*SX)
U7=	0,75*(1,4*CM+1,7*CV-1,87*SY)
U8=	0,9*CM+1,3*WX+FMx
U9=	0,9*CM+1,3*WY+FMy
U10=	0,9*CM+FMz
U11=	CM+CV
U12=	0,9*CM+1,43*SX
U13=	0,9*CM-1,43*SY

PERNO TIPO J

Cortante máximo	Vmax	3339	Kg	SAP Ver Anexo 3.3.2
Diámetro del perno	d	15,6	mm	Según tabla Ver Anexo 3.3.2

CAPÍTULO 4
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 LIMITACIONES EN EL DISEÑO

El diseño de cimentaciones para equipos industriales como los generadores, transformadores y bombas, está condicionado por varios factores:

Limitada información técnica suministrada por el fabricante del equipo. Información necesaria para realizar un análisis completo, de los diferentes comportamientos, a los que está sometida la cimentación, y para aplicar los métodos de diseño en condiciones estáticas y dinámicas. Se tiene mayor limitación, en la obtención de información, para el diseño dinámico.

La información obtenida en el campo no es la suficiente, con esto se hace referencia a que existen métodos con los que se puede analizar las propiedades dinámicas del suelo. Entre estos métodos están los siguientes:

-Método de Refracción Sísmica.

-Método de Cross-Hole y Down-Hole.

-Método de Vibración Ambiental.

En la mayoría de los casos se investiga en campo las propiedades físicas y mecánicas, pero no las dinámicas.

En el laboratorio también existe la limitación, en cuanto a pruebas que analicen las propiedades mecánicas del suelo. Las pruebas que se deberían realizar en el laboratorio son:

-Ensayo de pulsos ultrasónicos.

-Ensayo de columna resonante.

-Ensayo de péndulo de torsión.

-Ensayo triaxial cíclico.

-Ensayo de corte simple cíclico.

-Ensayo en mesa vibratoria.

4.1.1 REQUERIMIENTOS MÍNIMOS

Los requerimientos mínimos para el análisis estático son:

-La cimentación debe ser capaz de soportar las cargas de diseño, sin presentar fallas de corte o de punzonamiento.

-Los asentamientos debe estar dentro de los límites permisibles.

Los requerimientos mínimos necesarios para el análisis dinámico, además de los mencionados anteriormente son:

-El centro de gravedad del equipo y el de la cimentación combinados, deben estar bajo la superficie superior de la cimentación.

-Debe evitarse el efecto de la resonancia, es decir la frecuencia natural del suelo-cimentación debe ser mayor o menor que la frecuencia de operación del equipo.

-Las amplitudes de vibración deben estar dentro de los límites permisibles, dados por el fabricante del equipo.

-Las partes del quipo que tienen movimientos rotatorios o reciprocantes deben estar bien balanceados, para minimizar las fuerzas o momentos desbalanceados.

4.1.2 ANÁLISIS PSEUDO DINÁMICO

El análisis dinámico de una cimentación, se basa en que las fuerzas que actúan sobre la cimentación o dentro del suelo varían con el tiempo, de tal forma que puede sobrepasar la resistencia movilizable del sistema suelo-cimentación, durante pequeños períodos de tiempo, sin que se produzca una falla general de la cimentación. Es decir que a diferencia de los métodos estáticos, en los que una carga excesiva puede producir un fallo general, en este método, dicha carga induce desplazamientos permanentes e irreversibles.

La formula empírica para determinar los desplazamientos, según autores como Newmark (1965), Sarma y Lossefilis (1990), es la siguiente:

$$\frac{\cos f}{\cos(f - b)} \cdot \frac{4x_m}{k_m g T^2} = 1 - 3.83\frac{k_c}{k_m} \qquad (4.1)$$

Donde: x_m: es el desplazamiento máximo de la cimentación

k_m: aceleración máxima en la base

k_c: aceleración crítica a partir de la cual se producen movimientos

T: el mayor período fundamental de la estructura o del período dominante de la aceleración del suelo.

Φ: ángulo de rozamiento interno del suelo

β: pendiente de la superficie de deslizamiento.

Para la determinación del asiento de la cimentación, sometida a esfuerzo sísmico, según Richards et al (1993), se utiliza la siguiente fórmula empírica:

$$Asiento = 0.174\frac{V^2}{Ag}\left(\frac{k_{h,c}}{A}\right)^4 \tan r_{AE} \qquad (4.2)$$

Donde: V y A: coeficientes de velocidad y aceleración de pico del sismo de diseño

g: aceleración de la gravedad

$k_{h,c}$: aceleración horizontal crítica a partir de la cual se producen movimientos

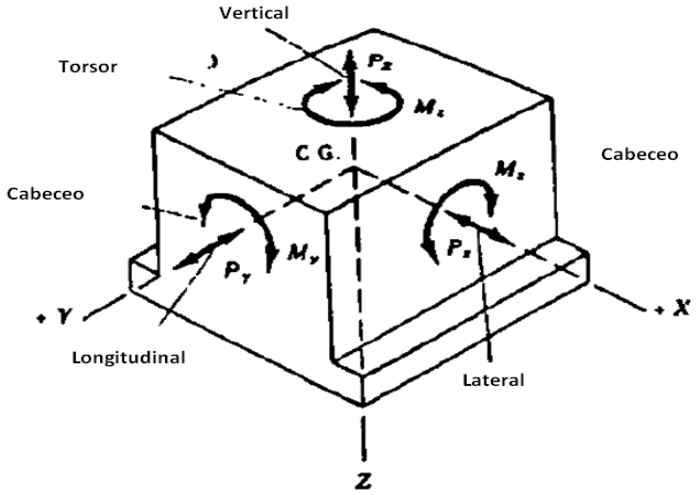
ρ_{AE}: ángulo de la cuña activa con la horizontal

El método de elementos finitos sería el más riguroso, ya que sería un modelo global, que incluiría tanto el terreno como la estructura. Debe implementar una ecuación constitutiva del suelo incorporando las características dinámicas del mismo. Además debe tomar en cuenta el comportamiento no-lineal de la estructura y la interacción suelo-estructura y poseer una elevada capacidad de cálculo. Estas limitaciones hacen que estos métodos no sean de práctica habitual.

4.1.3 VIBRACIONES

Una cimentación rígida que soporta una máquina vibratoria, puede experimentar hasta seis modos de vibración, como se muestra en la Fig. 4.1. Tres modos son de traslación: vertical y horizontales X y Y, y tres modos son de rotacionales: torsional, cabeceo en X y Y.

FIGURA 4.1
MODOS DE VIBRACIÓN DE UNA CIMENTACIÓN



FUENTE: Juárez C. (1998).

Los modos de vibración vertical y torsional son usualmente independientes. Sin embargo, la oscilación del cabeceo en los ejes X y Y, y la rotación alrededor del eje X y Y, siempre ocurren juntas y se llaman modos acoplados.

Las vibraciones en las cimentaciones son producidas por el funcionamiento de las máquinas no equilibradas y actúan de forma cuasi-permanente. El funcionamiento de la maquinaria produce ondas longitudinales y transversales, las mismas que en suelos secos o con poca humedad son amortiguadas en forma rápida y en suelos arcillosos y limosos la amortiguación es más lenta.

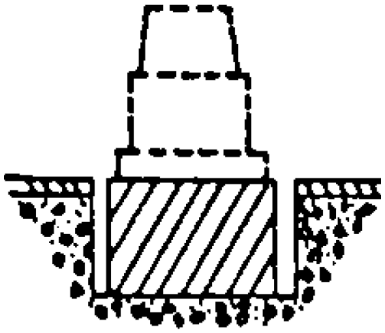
Las vibraciones en el suelo pueden producir resonancia, este efecto ocasiona incrementos significativos de asentamientos de las cimentaciones, y también reduce la capacidad de carga.

Los efectos producidos por las vibraciones en las cimentaciones, se reflejan en el deterioro del hormigón, que rodea a los anclajes de unión del equipo a la cimentación. Otro efecto es la fatiga ocasionada en el hormigón y/o el refuerzo, ya que las vibraciones inducen una variación de tensiones.

Los métodos utilizados para aislar la transmisión de vibraciones son:

-Separar la cimentación del suelo circundante, es el menos efectivo, pero es el más fácil y económico, ver figura 4.2

FIGURA 4.2
MÉTODO DE AISLAMIENTO



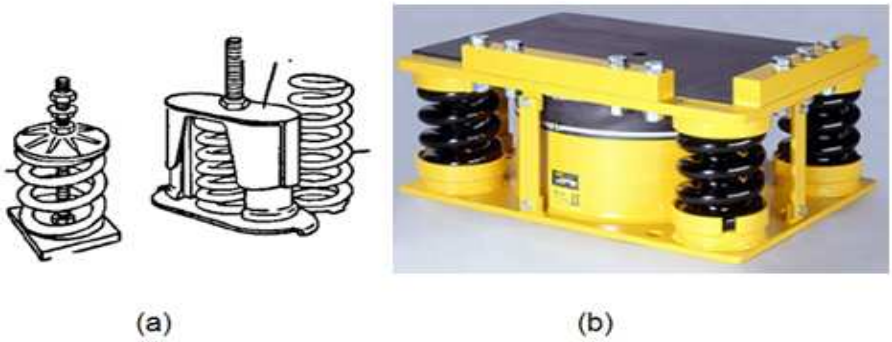
FUENTE: Juárez C. 1998

-Utilizar sistemas aisladores bajo el equipo o cimentación

Los sistemas aisladores de vibraciones más comunes son los siguientes:

- Corcho, sirve para cargas de compresión
- Hule o goma, presentan endurecimiento por compresión y corte
- Resortes metálicos, para equipos de baja capacidad se usa aisladores de un resorte figura 4.3a y para equipos de media y alta capacidad se usa aisladores con múltiples resortes ver figura 4.3b

FIGURA 4.3
AISLADORES CON RESORTES METÁLICOS

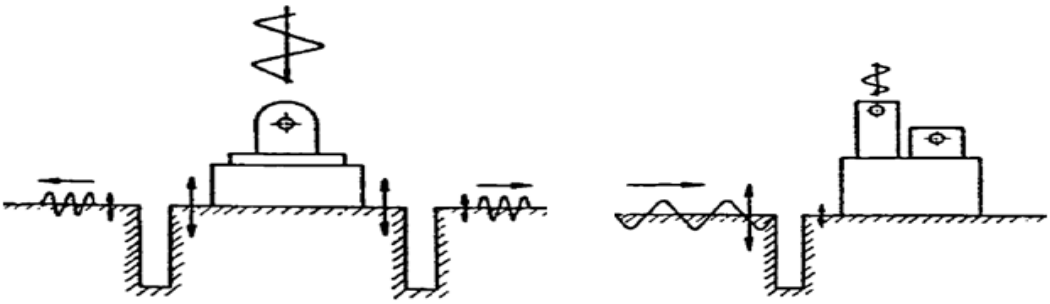


FUENTE: figura (a) Juárez C. 1998. y figura (b) ww.wibroakustyka.com.pl/uslugi_en.html

- Madera, se coloca una o varias capas de vigas de madera dura (roble, pino o encino)
- Aisladores neumáticos, controlan la deformación ocasionada por la carga estática y las vibraciones, ajustando la presión del gas o aire que contienen.

-Aislamiento mediante barreras por zanjas, reduce el avance de las ondas de vibración, ver figura 2.4. Las zanjas se deben rellenar con lechada de bentonita, para mejorar las características de aislamiento.

FIGURA 4.4
AISLADORES DE VIBRACIÓN POR ZANJAS



FUENTE: Juárez C. 1998

4.2 MÉTODO CONSTRUCTIVO

El método constructivo determina la ocurrencia o no de defectos constructivos, en muchos casos son los causantes de un mal funcionamiento de la maquinaria. El cuidado en la fase constructiva, de una cimentación para equipos, tiene que ser más riguroso, que para otro tipo de elementos de hormigón armado. Aspectos en la etapa constructiva como: curado del hormigón deficiente, altura de vaciado inadecuada, interrupciones indeseables durante el hormigonado, negligencia en la colocación de juntas constructivas, mal alineamiento o nivelación de la cimentación con el equipo, son causantes de: trabajos adicionales posteriores, interrupciones en la operación del equipo y pérdidas de producción, éstos últimos en algunos casos, pueden exceder el costo del mismo equipo y su cimentación.

Los requerimientos constructivos, para hormigón reforzado, están estandarizados por el ACI318-05 (American Concrete Institute, 2005), pero en la construcción de cimentaciones para equipos, es necesario tomar en cuenta lo siguiente:

- Se debe manejar el código ACI 301-99 o similar, para la selección de agregados y su proporción en mezclas, también la producción, colado, terminado y curado del hormigón.

- El hormigón debe ser colado en una sola operación, se debe colar en capas horizontales, la primera capa debe ser de 300 mm, las siguientes de 400 mm.
- La altura del vaciado será la adecuada para evitar la segregación del hormigón.
- El tiempo máximo transcurrido entre vaciados sucesivos de hormigón, debe ser de 30 min. esto con el objeto de evitar juntas frías.
- En caso de tener juntas de construcción, se debe ubicar un número adecuado de varillas a través de la junta, para mantener un comportamiento monolítico de la cimentación. Las varillas utilizadas para las juntas deben tener la longitud de suficiente, para desarrollar la capacidad de adherencia, su longitud será la mayor de 4db (diámetros de varilla) o 12 pulg. Las varillas utilizadas serán 16mm. a 20mm. de diámetro, se deben colocar como conectores de cortante en forma de U. Para obtener una adhesión entre el hormigón viejo y nuevo, se debe picar la superficie de contacto y limpiarla con un cepillo de alambre.
- Se debe evitar el pandeo del hormigón, debido a defectos en el encofrado, que puedan originar desbastes posteriores.
- Se debe tener cuidado con las áreas alrededor de huecos o cavidades en la cimentación
- El curado debe ser de mayor cuidado posible, para evitar en lo posible grietas por contracción, que afectarán en el futuro a la operación de la máquina. Su duración mínima será de una semana.
- El acero de refuerzo para cimentaciones, no es el mismo que para columnas o vigas. En las cimentaciones se necesita el refuerzo mínimo para evitar efectos por temperatura y contracción. Según el ACI 318-05 el acero de refuerzo será un porcentaje de 0.0018 del área gruesa de la cimentación en cada dirección.

- El refuerzo alrededor de las cavidades o huecos, será un 0.5% a 0.75% de la sección transversal de la abertura. Debe colocarse el refuerzo alrededor de la abertura, en forma de caja, en el caso de cavidades circulares debe colocarse, el refuerzo, a una longitud de 40db y se debe extenderse más allá del punto de intersección de las varillas en no menos de 300 mm.
- Las zonas de aplicación del grout, deben dejarse rugosas durante el hormigonado de la cimentación.
- El grout no debe colocarse, hasta haber terminado la etapa de curado de la cimentación.
- La cimentación debe ser protegida del aceite del equipo, por medio de una capa resistente al ácido o por un adecuado tratamiento químico

4.3 CONCLUSIONES

- El presente trabajo es una síntesis de los aspectos geotécnicos, estructurales y constructivos, necesarios para las cimentaciones de los equipos en estudio.
- Conocer los datos específicos y necesarios para el diseño de la cimentación, evita realizar ensayos o estudios geotécnicos que proveen información innecesaria y además aumentan en el costo y tiempo de ejecución de la cimentación. Antes de realizar los estudios geotécnicos es necesario conocer el financiamiento que tiene el proyecto, ya que de éste depende el número y tipo de ensayos.
- El tipo de equipo a cimentar, es determinante para elaborar el planeamiento de investigación, los aspectos a tomar en cuenta del equipo son: peso, tamaño y las acciones en operación normal. Además hay que tomar en cuenta el nivel de importancia que tiene cada equipo, ya que éstos cumplen funciones importantes, como son la transformación de potencia, generación eléctrica y bombeo. Aunque en los casos de mayor importancia se instala equipos paralelos, que funcionan en caso de mantenimiento o daños.

- La investigación del sitio, cimentaciones y equipos inapropiados, defectos y fallas en la ejecución constructiva, y los efectos de agentes externos, son las principales causas de agrietamientos y fallas en las cimentaciones.

- Conocer la importancia que aporta un método geotécnico, al diseño de una cimentación, es de gran ayuda ya que minimiza el tiempo de investigación y lleva a un refinamiento del diseño. En proyectos donde el tiempo de ejecución es crítico, es importante tener un sistema de ejecución del diseño de las cimentaciones, con el que se optimiza el tiempo y se evita que la ejecución de la cimentación se convierta en una ruta crítica.

- Los métodos geofísicos resultan muy útiles para obtener las características dinámicas del suelo, éstas son de gran importancia en el diseño, ya que se puede relacionar el período de vibración, del conjunto cimentación-equipo, con el período de vibración natural del suelo, y así conocer la respuesta a un sismo del conjunto suelo-cimentación-equipo.

- El método de las vibraciones ambientales se presenta como el más versátil, ya que se lo puede realizar tanto en zonas rurales como urbanas, a diferencia de los métodos de refracción sísmica, cross-hole y down-hole, donde se necesita el menor ruido posible, que caracteriza a una zona urbana.

- El análisis dinámico de la cimentación, requiere de la aplicación de métodos complejos y mayor conocimiento sobre la respuesta del cimiento sujeto a efectos dinámicos. Esto es por que teóricamente la cimentación, está apoyada sobre un elemento elástico, con seis grados de libertad.

- Las cimentaciones se las puede clasificar en dos grupos: las que soportan equipos estáticos y las que soportan equipos dinámicos o vibratorios. Las primeras se diseñan tradicionalmente. Las segundas, además toman en cuenta las vibraciones y por eso la masa de la cimentación es de 3 a 5 veces la masa del equipo.

- Las cimentaciones de equipos estáticos como dinámicos, están caracterizados por necesitar una cuantía mínima por flexión, la misma que tiene un valor de 30 kg/m3.

- El proceso constructivo forma parte importante dentro de una cimentación para equipos. Un proceso constructivo adecuado evita posteriores reparaciones o incluso la demolición de la cimentación.

- La calidad del proceso constructivo y sus acabados son importantes para conservar y mantener el buen estado y funcionamiento del conjunto cimentación-equipo. Los aspectos más importantes a tomar en cuenta son: el grout que tiene gran resistencia ante vibraciones, además sirve para nivelar la superficie de la cimentación y darle cierta pendiente para el drenaje de líquidos. También el drenaje de la cimentación es importante, por lo que se construye un canal alrededor de la cimentación, que drene los líquidos y evite la inundación de los equipos.

4.4 RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar la planificación del proyecto llamado cimentación, los diferentes aspectos a planificar son: el diseño, la supervisión, la construcción, el control de calidad, la conservación y la operación. El conjunto de estos aspectos lleva a una estabilidad de la cimentación.

- Se debe realizar un planeamiento de investigación, para evitar el desarrollo costoso e innecesario de estudios geotécnicos.

- El costo recomendable de la investigación del sitio debe ser de 0.05% a 0.2% del porcentaje del costo total del proyecto.

- La investigación del sitio debe continuar hasta que se conozcan las características del terreno, de modo que el nivel de conocimiento, sea suficiente para cumplir con los trabajos de ingeniería civil y las condiciones de seguridad.

- Es recomendable llevar a cabo una investigación del sitio completa, ya que muchos proyectos se retrasan por encontrarse con condiciones inesperadas del terreno.
- No es recomendable buscar la economía del proyecto, ahorrando dinero en la realización de una investigación mínima del sitio.
- Las vibraciones producidas por el equipo deben ser absorbidas por la cimentación, por lo que se debe diseñar una cimentación rígida, con una masa de cimentación mayor a 3 veces la masa de equipos centrífugos y 5 veces la masa de equipos reciprocantes.
- Para máquinas de frecuencia media-alta es recomendable que, la cimentación se desplante sobre resortes o placas de neopreno, para mantener la frecuencia natural de la cimentación mucho menor que la frecuencia de operación.
- En caso de existir cimentaciones cercanas, se recomienda implantar la cimentación del equipo en una cota inferior, a la cota de las cimentaciones contiguas.
- No se recomienda construir una cimentación con el nivel freático muy elevado, debido a que el agua es un buen conductor de las ondas de vibración. En caso de existir nivel freático, éste debe estar tan bajo como sea posible, por lo menos una cuarta parte del ancho de la cimentación, a partir de la superficie inferior de la misma.
- Se recomienda utilizar el método de vibraciones ambientales, por ser el más sencillo y rápido, y los resultados obtenidos son muy beneficiosos para el diseño de cimentaciones e incluso para otro tipo de estructuras diseñadas ante condiciones sísmicas.

CAPÍTULO 5
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ACI, (1994). American Concrete Institute, Foundation for Static Equipment, (ACI 351.2R-94). USA.

2. ACI, (2004). American Concrete Institute, Foundation for Dinamic Equipment, (ACI 351.3R-04). USA.

3. ACI, (2005). American Concrete Institute, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318 S-05) y comentario (ACI 318SR-05) (Versión en español y sistema métrico). USA.

4. Aguinaga, F. (1992). Estimación del período de vibración en función de las condiciones locales del suelo. Tesis de Grado previa a la obtención del título de Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional. Quito.

5. API, (1995) American Petroleum Institute, Centrifugal Pumps for Petroleum, Heavy Duty Chemical, and Gas Industry Services (API Standard 610). USA.

6. ASCE, (2002). American Society of Civil Engineers, Minimun Design Loads for Buildings and Other Structures, (ASCE 7-02). USA.

7. Aurora Pump. (2006). 410 Series Single-Stage Split Case Pumps. Bulletin AP 410/REV. Q. USA.

8. Aurora Pump. (2007). Aurora 410 Series Engineering Data. Bulletin 410 p.80. USA.

9. Bowles, J. (1997). Foundation Analysis and Design. Fifth edition. Auckland, Bogotá, Caracas, Lisboa, London, Madrid, México City, Milán, Montreal New Delhi, New York, San Francisco, San Juan, Singapore, St. Louis, Sydney, Tokyo, Toronto.

10. Braja, M. DAS (2001). Principios de Ingeniería de Cimentaciones. México.

11. Castillo, J. (2009). Seminario Internacional de Alto Nivel de Diseño de Cimentaciones. Determinación de los Parámetros Mecánicos del Suelo para el Diseño de Cimentaciones. Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha. Quito.

12. CEC, (2002). Código Ecuatoriano de la Construcción, Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos Mínimos de Cálculo para Diseño Sismo-Resistente. Ecuador.

13. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, (2002). Guía de cimentaciones de carreteras. (PEMEX). Madrid.

14. Cummins Engine Company, Inc. (2001). Engine Data Sheet. Bulletin G-Drive QSK 3. Indiana.

15. Deméneghi, A. Puebla, M. & H. Sanginés. (2009). Seminario Internacional de Alto Nivel de Diseño de Cimentaciones. Cimentaciones, Capacidad de Carga. Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha. Quito.

16. Enríquez, G. (2005). Curso de Transformadores y Motores de Inducción. Cuarta edición. México.

17. Eurocódigo 2. (2000). Proyecto de Estructuras de Hormigón. Parte 3: Cimentaciones de Hormigón. (UNE-ENV 1992-3). Madrid.

18. Granda, A. & J. Cambero. (2001). “Algunas experiencias de la aplicación de métodos geofísicos en los proyectos geotécnicos y constructivos de la L.A.V. Madrid –Barcelona-Frontera Francesa, tramo Madrid-Zaragoza.” Ingeniería Civil. pp. 15 – 29.

19. Granda, A. Granda, T. & A. Madrid. (2005). “El método de la sísmica pasiva. Una herramienta fiable para la caracterización geotécnica del terreno en zonas urbanas.” Ingeopres. pp. 78 – 84.

20. Hernández, Juan. (2008). Características físicas y propiedades mecánicas de los suelos y sus métodos de medición. Tesis de Grado previa a la obtención del título de Ingeniero Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala

21. IS. (1992). Indian Standard, Design and Construction of Machine Foundations-Code of Practice, (IS 2974-92). India.

22. Juárez, C. (1998). Estudio analítico de los efectos causados por el aislamiento de las vibraciones en cimentaciones para maquinaria industrial. Tesis para obtener el grado de maestría en ciencias con especialidad en Ingeniería Estructural. Universidad Autónoma de Nuevo León. México.

23. Márquez, José. (2006). Mecánica de Suelos y Estudios Geotécnicos en Obras de Ingeniería. Servicio de Publicaciones de la Universidad de Sevilla. Sevilla.

24. MGM Transformer Company. (2004). DRY TYPE Secondary Substation Transformer. Bulletin No 30-0600. USA.

25. Mobley, R. Keith. (2001). Plant Engineer's Handbook. United States of America.

26. MOP. (2000). Ministerio de Obras Públicas. Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes. (MOP 001-F). Ecuador.

27. NFPA, (2003). National Fire Protection Association, Standard for the Installation of Stationary Pumps for Fire Protection, (NFPA 20-03). USA.

28. Noroña, Alex, (2001). Aporte a la microzonificación sísmica de la ciudad de Bahía de Caráquez. Tesis de Grado previa a la obtención del título de Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional. Quito.

29. Romero, Alexis, (2003). Sistematización de estudios geotécnicos para la cimentación de puentes. Tesis de Grado previa a la obtención del título de Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional. Quito.

30. Rodríguez, J. Serra, J. & C. Oteo. (1989). Curso Aplicado de Cimentaciones. Cuarta edición. Madrid.

31. Rosales, Cristina, (2001). Sobre el comportamiento sísmico de los depósitos de suelos del área de Cañaveralejo, Cali, Colombia. Tesis de Grado previa a la obtención del título de Ingeniero Civil. Universidad del Valle. Santiago de Cali. Colombia.

32. Terzaghi, K. & R. Peck. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice. Third edition. Brisbane, Chichester, New York, Singapore, Toronto.

33. Vaca, Tany, (2000). Aplicación de la técnica de vibración ambiental en la ciudad de Bahía de Caráquez. Tesis de Grado previa a la obtención del título de Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional. Quito.