



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA**

**DISEÑO DE CIMENTACIÓN DE LA BOCATOMA UNIDAD DOS
DE LA OBRA DE TOMA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO
LA YESCA**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A
RAFAEL VÁZQUEZ MÁRQUEZ**

**ASESOR
M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA**



MÉXICO, D.F., CIUDAD UNIVERSITARIA, AGOSTO, 2012.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



Señor
RAFAEL VÁZQUEZ MÁRQUEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"DISEÑO DE CIMENTACIÓN DE LA BOCATOMA, UNIDAD DOS DE LA OBRA DE TOMA DEL PROYECTO
HIDROELÉCTRICO LA YESCA"**

- I. INTRODUCCIÓN
- II. P.H. LA YESCA
- III. GEOLOGÍA
- IV. ANÁLISIS CIMENTACIÓN
- V. DISEÑO CIMENTACIÓN
- VI. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES
- VII. BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 21 de Febrero del 2011.
EL PRESIDENTE

ING. RODOLFO SOLÍS UBALDO

RSU/MTH*gar.

Vo Bo
31/05/2012

VoBo
21/ mayo / 2012

Adriana Cofre
21-05-2012

Vo Bo
21/05/2012
A Deméneghi C

RODOLFO SOLÍS UBALDO
25 MAYO 2012

“La recompensa por hacer algo, es la oportunidad de hacer mas”

Vicent Lombardi

Agradecimientos:

A mi familia, en especial a mis padres, Elvira Márquez Acosta y R. Rafael Vázquez Moras, por el apoyo y esfuerzo recibidos, no sólo para la realización de este proyecto, sino de todo mi desarrollo, tanto en el ámbito profesional como el humano. Agradezco su guía, su confianza y su trabajo. Todo lo que me han transmitido se refleja en la culminación de esta importante etapa en mi vida. Me encuentro en deuda con ustedes.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería, por haberme dado la oportunidad de ser un orgulloso universitario y compartir la innumerable riqueza cultural, tecnológica e intelectual con la que cuenta.

A los profesores de la honorable Facultad de Ingeniería, mi profundo respeto y admiración de sus capacidades profesionales y su calidad humana. Agradezco el conocimiento que día a día me transmitieron en las aulas.

Agradecimiento especial al Dr. Humberto Marengo Mogollón por brindarme la oportunidad de realizar esta tesis y mostrar interés por el desarrollo profesional de sus alumnos. También agradezco al M.I. Agustín Deméneghi Colina, mi asesor, por el tiempo y dedicación invertidos en este trabajo.

A mis amigos y compañeros de la Facultad con los cuales he tenido la fortuna de estudiar y convivir, Gracias por formar parte de este aprendizaje mutuo dentro y fuera de la Facultad, por ser camaradas de batalla en los innumerables trabajos y sobre todo por saber que puedo contar con el apoyo de futuros ingenieros de notable profesionalismo.

A mis amigos, compañeros y colaboradores, que a pesar del paso de los años, continúan aquí. Gracias por su interés, ayuda y por sembrar en mí la motivación y confianza para la culminación de mi carrera. En especial, agradezco enormemente a la Lic. Sandra Baltazar Pérez, al Arq. Sergio Miranda Plata y al M.I. Raymundo Herrera Chávez su valiosa colaboración para la finalización de este trabajo.

Gracias.

Rafael Vázquez Márquez

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	IX
I –ANTECEDENTES.....	1
1.1 Objetivo.....	3
1.2 Antecedentes	3
1.2.1 Visión Histórica de la Ingeniería Hidráulica en México.....	4
1.2.1.1 La Época Prehispánica (1600 a.C. – 1520 d.C.)	4
1.2.1.2 La Colonia (1521 d.C. – 1821 d.C.)	7
1.2.1.3 El México Independiente.....	9
1.2.1.4 Siglo XX, las Grandes Obras de la Ingeniería Hidráulica en México y la Evolución de las Instituciones Gubernamentales para el Manejo del Agua.	10
1.3 El Futuro del Manejo del Agua.....	13
II- GEOGRAFÍA NACIONAL	15
2.1. Orografía de México	19
2.2. Clima de México.....	22
2.3. Hidrografía	22
2.4. Regiones Hidrológico – Administrativas	24
III – PROYECTO HIDROELÉCTRICO	29
3.1. Funcionamiento de una Central Hidroeléctrica	31
3.2. Las Hidroeléctricas.....	32
3.3. Proyecto Hidroeléctrico “La Yesca”	35
3.3.1. Localización.....	35
3.3.2. Sistema Hidroeléctrico Santiago	36
3.3.3. Descripción del Proyecto	37
3.3.4. Hidrología	37
3.3.5. Geología y Geotecnia.	38
3.3.6. Generación.....	38
3.3.7. Vaso de almacenamiento	38
3.3.8. Obra de desvío	39
3.3.9. Cortina.....	40
3.3.10. Obra de control y excedencias.....	40
3.3.11. Obra de Toma	41

3.3.12.	Descarga de Fondo	42
3.3.13.	Obra de Generación	42
3.4.	Beneficios del proyecto	42
IV – MARCO TEÓRICO.....		45
4.1.	Definición de Suelo y de Roca.....	47
4.2.	Propiedades Índice de los Suelos	50
4.3.	Propiedades Hidráulicas de los Suelos	60
4.4.	Características de la Consolidación de los Suelos	64
4.5.	Relación entre Esfuerzo, Deformación y Resistencia de los Suelos	66
4.6.	Tipo de Cimentaciones.....	69
4.7.	Capacidad de Carga	75
4.8.	Asentamientos.....	101
4.8.1.	Cimientos Superficiales	101
4.8.2.	Cimientos Profundos	103
4.8.3.	Asentamientos en Suelos según la Teoría de la Elasticidad	110
4.8.4.	Deformación del Concreto	115
V-DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....		117
7.1.	Obra de Toma	120
7.2.	Condición Geológica	122
7.3.	Análisis Geotécnico.....	126
7.3.1.	Cargas de Diseño.....	126
7.3.2.	Capacidad de Carga.....	127
7.3.2.1.	Losa de cimentación.....	128
7.3.2.1.1.	Teoría de Prandtl -Terzaghi.....	129
7.3.2.1.2.	Teoría de Meyerhof	130
7.3.2.1.3.	Teoría de Bell	131
7.3.2.1.4.	Teoría de Brinch-Hansen.....	132
7.3.2.1.5.	Teoría del GDF – NTC, 2004.....	133
7.3.2.1.6.	Gráficas Comparativas	135
7.3.2.2.	Pilotes y Pilas	135
7.3.2.2.1.	Teoría de Prandtl – Terzaghi	136
7.3.2.2.2.	Teoría de Meyerhof	138
7.3.2.2.3.	Teoría de Bell	140

7.3.2.2.4.	Teoría de Brinch-Hansen.....	141
7.3.2.2.5.	Teoría de Berezantzev	143
7.3.2.2.6.	Teoría del GDF-NTC, 2004.....	144
7.3.2.2.7.	Gráfica comparativa.....	146
7.4.	Asentamientos.....	152
7.4.1.	Losa	152
7.4.2.	Pilotes y Pilas	153
7.4.2.1.1.	Gráficas comparativas	156
7.5.	Diseño Geotécnico de la Cimentación.....	160
7.6.	Diseño Estructural de la Cimentación.....	163
7.6.1.	Diseño de Pilotes.....	165
VI-	CONCLUSIONES.....	175
ANEXO- A	181
A.	Capacidad de Carga	183
A.1.	Losa	183
A.2.	Pilotes	185
A.3.	Pilas	201
ANEXO- B	215
B.	Asentamientos	217
B.1.	Pilotes	217
B.2.	Pilas	229
BIBLIOGRAFÍA	243

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1, CIUDAD DE TENOCHTITLÁN	4
FIGURA 1.2, MAPA DE LA CUENCA DE MÉXICO EN 1519 D.C.	6
FIGURA 1.3, ANTIGUO ACUEDUCTO EN EL ESTADO DE ZACATECAS.....	8
FIGURA 1.4, CANAL DE TEQUIXQUIAC	9
FIGURA 1.5, FOTOGRAFÍAS PRESA NECAXA, INFIERNILLO Y CHICOASÉN.....	12
FIGURA 1.6, SIERRA DEL CARMEN, ESTADO DE COAHUILA	14
FIGURA 2.1, ESQUEMA GENERAL DEL CICLO DEL AGUA	18
FIGURA 2.2, PORCENTAJES DEL USO DEL AGUA POTABLE	19
FIGURA 2.3, OROGRAFÍA DE MÉXICO	21
FIGURA 2.4, PRINCIPALES RÍOS DE LA REPÚBLICA MEXICANA	23
FIGURA 2.5, REGIONES HIDROLÓGICO – ADMINISTRATIVAS DE LA REPÚBLICA MEXICANA.....	25
FIGURA 3.1, PARTES DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA	31
FIGURA 3.2, CENTRAL HIDROELÉCTRICA ITAIPÚ.....	34
FIGURA 3.3, LOCALIZACIÓN DEL P.H. LA YESCA	35
FIGURA 3.4, SISTEMA ESCALONADO DEL RÍO SANTIAGO	36
FIGURA 3.5, ARREGLO GENERAL DEL P.H. LA YESCA	43
FIGURA 4.1, CURVAS TÍPICAS DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA DE ALGUNOS SUELOS NATURALES.	52
FIGURA 4.2, DIAGRAMA DE UNA MUESTRA DE SUELO QUE ILUSTRA EL SIGNIFICADO DE LOS SÍMBOLOS USADOS.....	53
FIGURA 4.3, CARTA DE PLASTICIDAD (A. CASAGRANDE, 1948).....	56
FIGURA 4.4, COMPARACIÓN DE VARIOS SISTEMAS COMUNES DE CLASIFICACIÓN GRANULOMÉTRICA	57
FIGURA 4.5, DIAGRAMA QUE ILUSTRA LA CARGA HIDRÁULICA, CARGA PIEZOMÉTRICA Y CARGA DE POSICIÓN	61
FIGURA 4.6, DIAGRAMA DE PRESIÓN RFECTIVA Y PRESION DE PORO	64
FIGURA 4.7, A) SECCIÓN A TRAVÉS DE UN MANTO DE ARCILLA COMPRESIBLE, B) COMPRESIÓN DE UN ELEMENTO DEL MANTO	65
FIGURA 4.8, A) ESFUERZOS EN ESPÉCIMEN PROBADO EN LA CÁMARA TRIAXIAL E INCLINACIÓN A DEL PLANO DE FALLA CON LA HORIZONTAL,.....	68
FIGURA 4.9, DIAGRAMA DE RUPTURA DE MOHR	68
FIGURA 4.10, TIPOS DE ZAPATAS, A) ZAPATA INDIVIDUAL PARA COLUMNA, B) ZAPATA PARA MURO, ..	70
FIGURA 4.11, ETAPAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PILA	75
FIGURA 4.12, DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES DE UNA CARGA CONCENTRADA	80
FIGURA 4.13, EJEMPLO CARTA DE NEWMARK.....	82
FIGURA 4.14, ESQUEMA MÉTODO 2 EN 1	82
FIGURA 4.15, ESQUEMA DE LAS ZONAS DE TERZAGHI	85
FIGURA 4.16, FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN TERZAGHI	86
FIGURA 4.17, MECANISMOS DE FALLA MEYERHOF A POCA PROFUNDIDAD	87
FIGURA 4.18, MECANISMOS DE FALLA MEYERHOF A GRAN PROFUNDIDAD	88
FIGURA 4.19, FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN MEYERHOF	89
FIGURA 4.20, VALORES DE NC SEGÚN SKEMPTON, PARA SUELOS COHESIVOS	90
FIGURA 4.21, FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA, SEGÚN BELL.....	91
FIGURA 4.21, FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA, SEGÚN BEREZANTZEV	93
FIGURA 4.22, FACTORES DE CORRECCIÓN DE A CUERDO AL NAF.....	100

FIGURA 4.23, PRESIÓN DE CONTACTO CORRESPONDIENTE A ASENTAMIENTOS DE 1" PARA ZAPATAS EN ARENA	102
FIGURA 4.24, DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS SEGÚN BOUSSINESQ PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS	104
FIGURA 4.25, HIPÓTESIS PARA CALCULAR LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO GRUPOS DE PILOTES DE FRICCIÓN	104
FIGURA 4.26, CURVA EMPÍRICA PARA CALCULAR ASENTAMIENTOS DE GRUPOS DE PILOTES EN ARENAS	105
FIGURA 4.27, RELACIÓN DE VACÍOS DE UN ESPÉCIMEN	106
FIGURA 4.28, CONSOLIDACIÓN DEL SUELO	107
FIGURA 4.29, ASENTAMIENTO CON CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA.....	108
FIGURA 4.30, LEY DE HOOKE	111
FIGURA 4.31, DIAGRAMA DE ESFUERZOS DE DISTINTOS MATERIALES	112
FIGURA 4.32, ASENTAMIENTOS RESPECTO AL TIEMPO	112
FIGURA 4.33, GRAFICA PARA DETERMINAR LOS ESFUERZOS VERTICALES POR MEDIO DE LOS FACTORES DE INFLUENCIA DE BOUSSINESQ Y WESTERGAARD	113
FIGURA 4.34, ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS Y LA FLEXIBILIDAD DE LA CIMENTACIÓN	113
FIGURA 4.35, FACTORES DE INFLUENCIA F1 Y F2 DE STEINBRENNER.....	114
FIGURA 5.1, VISTA DE LA OBRA DE TOMA	120
FIGURA 5.2A, PLANTA DE LA OBRA DE TOMA U2.....	121
FIGURA 5.2B, PERFIL DE LA OBRA DE TOMA U2	122
FIGURA 5.3, VISTA GENERAL DEL P.H. LA YESCA.....	123
FIGURA 5.4, GEOLOGÍA DE LA OBRA DE TOMA.....	124
FIGURA 5.6, COMPARACIÓN TEORÍAS CAPACIDAD DE CARGA (D=0.30 M).....	146
FIGURA 5.7, COMPARACIÓN TEORÍAS CAPACIDAD DE CARGA (D=0.50 M).....	147
FIGURA 5.8, COMPARACIÓN TEORÍAS CAPACIDAD DE CARGA (D=0.70 M).....	147
FIGURA 5.9, COMPARACIÓN TEORÍAS CAPACIDAD DE CARGA (D=0.90 M).....	148
FIGURA 5.10, COMPARACIÓN TEORÍAS CAPACIDAD DE CARGA (D=1.00 M).....	149
FIGURA 5.11, COMPARACIÓN TEORÍAS CAPACIDAD DE CARGA (D=1.50 M).....	150
FIGURA 5.12, COMPARACIÓN TEORÍAS CAPACIDAD DE CARGA (D=1.60 M).....	150
FIGURA 5.12, COMPARACIÓN TEORÍAS CAPACIDAD DE CARGA (D=1.90 M).....	151
FIGURA 5.13, COMPARACIÓN ASENTAMIENTOS TIMOSHENKO (D=0.30 M)	156
FIGURA 5.14, COMPARACIÓN ASENTAMIENTOS TIMOSHENKO (D=0.50 M)	156
FIGURA 5.15, COMPARACIÓN ASENTAMIENTOS TIMOSHENKO (D=0.70 M)	157
FIGURA 5.15, COMPARACIÓN ASENTAMIENTOS TIMOSHENKO (D=0.90 M)	157
FIGURA 5.16, COMPARACIÓN ASENTAMIENTOS TIMOSHENKO (D=1.00 M)	158
FIGURA 5.17, COMPARACIÓN ASENTAMIENTOS TIMOSHENKO (D=1.30 M)	159
FIGURA 5.18, COMPARACIÓN ASENTAMIENTOS TIMOSHENKO (D=1.60 M)	159
FIGURA 5.19, COMPARACIÓN ASENTAMIENTOS TIMOSHENKO (D=1.90 M)	160
FIGURA 5.20, PLANTA DE CIMENTACIÓN	164
FIGURA 5.21, ACERO DE REFUERZO EN PILAS	169
FIGURA 5.22, DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECÁNICOS.....	171
FIGURA 5.23, ACERO DE REFUERZO EN CABEZAL.....	174
FIGURA 6.1, OBRA DE TOMA	179
FIGURA 6.2, CIMENTACIÓN OBRA DE TOMA U2.	180

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO 2.1, DATOS POR REGIÓN HIDROLÓGICO - ADMINISTRATIVA	24
CUADRO 3.1, CENTRALES HIDROELÉCTRICAS DEL RÍO SANTIAGO.....	36
CUADRO 3.2, DATOS TÉCNICOS DEL P.H. LA YESCA.....	37
CUADRO 3.3, DATOS HIDROLÓGICOS DEL P.H. LA YESCA.....	37
CUADRO 3.4, DATOS DE GENERACIÓN DEL P.H. LA YESCA	38
CUADRO 3.5, DATOS DEL VASO DE ALMACENAMIENTO DEL P.H. LA YESCA.....	38
CUADRO 3.6, DATOS DE LA OBRA DE DESVIÓ DEL P.H. LA YESCA	39
CUADRO 3.7, DATOS DE LA CORTINA DEL P.H. LA YESCA.....	40
CUADRO 3.8, DATOS DE LA OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS DEL P.H. LA YESCA.....	41
CUADRO 3.9, DATOS DE LA OBRA DE TOMA DEL P.H. LA YESCA.....	41
CUADRO 4.1, SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS BAJO EL PUNTO DE VISTA DE LA INGENIERÍA (ASTM).....	59
CUADRO 4.2, CLASIFICACIÓN DE ROCAS	60
CUADRO 4.3, CARGAS EN PILOTES HINCADOS	73
CUADRO 4.4, CARGAS EN PILOTES HINCADOS	91
CUADRO 4.5, FACTORES DE CARGA DE BRINCH - HANSEN	92
CUADRO 4.6, FACTORES DE FORMA DE LA FÓRMULA GENERALIZADA SEGÚN VESIC (1975).....	92
CUADRO 4.7, FACTORES DE PROFUNDIDAD DE LA FÓRMULA GENERALIZADA SEGÚN VESIC (1975) ...	92
CUADRO 4.8, FACTORES DE INCLINACIÓN DE CARGA DE LA FÓRMULA GENERALIZADA SEGÚN VESIC (1975).....	92
CUADRO 4.9, COEFICIENTE NC*	96
CUADRO 4.10, VALOR DE $N_{MÁX}$ Y $N_{MÍN}$ PARA EL CÁLCULO DE NQ^*	97
CUADRO 4.11, VALOR DE FRICCIÓN PARA PILAS EN SUELOS COHESIVOS.....	99
CUADRO 4.12, VALOR DE N POR SCHLEICHER	109
CUADRO 4.13, ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES MÁXIMOS PERMISIBLES.....	109
CUADRO 4.14, PARÁMETROS QUE SE REQUIEREN PARA APLICAR LA TEORÍA DE LA ELASTICIDAD ...	115
CUADRO 5.1, PROPIEDADES MECÁNICAS, TMTL, TMIRD, TMID.....	125
CUADRO 5.2, CARGAS DE DISEÑO	127
CUADRO 5.3, PARÁMETROS DE DISEÑO PRANDTL – TERZAGHI PARA LOSA.....	129
CUADRO 5.4, ESQUEMA DE CÁLCULOS PRANDTL – TERZAGHI PARA LOSA.....	129
CUADRO 5.5, PARÁMETROS DE DISEÑO MEYERHOF PARA LOSA.....	130
CUADRO 5.6, ESQUEMA DE CÁLCULOS MEYERHOF PARA LOSA	130
CUADRO 5.7, PARÁMETROS DE DISEÑO BELL PARA LOSA	131
CUADRO 5.8, ESQUEMA DE CÁLCULOS BELL PARA LOSA	131
CUADRO 5.9, PARÁMETROS DE DISEÑO BRINCH – HANSEN PARA LOSA	132
CUADRO 5.10, ESQUEMA DE CÁLCULOS BRINCH – HANSEN PARA LOSA	132
CUADRO 5.11, PARÁMETROS DE DISEÑO GDF - NTC, 2004 PARA LOSA.....	133
CUADRO 5.12, ESQUEMA DE CÁLCULOS GDF - NTC, 2004 PARA LOSA.....	134
CUADRO 5.13, PARÁMETROS DE DISEÑO PRANDTL – TERZAGHI PARA PILOTES Y PILAS.....	136
CUADRO 5.14, ESQUEMA DE CÁLCULOS PRANDTL – TERZAGHI PARA PILOTES Y PILAS	137
CUADRO 5.15, PARÁMETROS DE DISEÑO MEYERHOF PARA PILOTES Y PILAS	138
CUADRO 5.16, ESQUEMA DE CÁLCULOS MEYERHOF	139
CUADRO 5.17, PARÁMETROS DE DISEÑO BELL	140
CUADRO 5.18, ESQUEMA DE CÁLCULOS BELL.....	140
CUADRO 5.19, PARÁMETROS DE DISEÑO BRINCH - HANSEN.....	141

CUADRO 5.20, ESQUEMA DE CÁLCULOS BRINCH - HANSEN	142
CUADRO 5.21, PARÁMETROS DE DISEÑO BEREZANTZEV	143
CUADRO 5.22, ESQUEMA CÁLCULOS BEREZANTZEV	143
CUADRO 5.23, PARÁMETROS DE DISEÑO GDF – NTC, 2004.....	144
CUADRO 5.24, ESQUEMA CÁLCULOS GDF – NTC, 2004	145
CUADRO 5.25, SELECCIÓN DE PILOTES POR CAPACIDAD DE CARGA (BEREZANTZEV)	149
CUADRO 5.26, SELECCIÓN DE PILAS POR CAPACIDAD DE CARGA. (BEREZANTZEV)	151
CUADRO 5.27, ASENTAMIENTO EN LOSA (LEY DE HOOKE)	152
CUADRO 5.28, ASENTAMIENTO EN LOSA (STEINBRENNER)	153
CUADRO 5.29, PARÁMETROS DE DISEÑO DE PILOTES Y PILAS.....	154
CUADRO 5.30, ESQUEMA CÁLCULOS PARA ASENTAMIENTOS DE PILOTES Y PILAS.....	154

INTRODUCCIÓN

Tras un gran número de horas de, esfuerzo, trabajo y dedicación, ha sido posible alcanzar la conclusión de este trabajo. La experiencia recabada antes y durante el desarrollo de este proyecto resulta invaluable y se refleja en cada página de este escrito.

La ingeniería civil permea prácticamente en todos los ámbitos de la vida cotidiana. Gracias al trabajo de innumerables profesionales es posible la construcción de todo tipo de obras que no sólo contribuyen a una mejor calidad de vida y desarrollo urbano, sino que se posicionan como portentosas obras de ingeniería que maravillan la mirada del ser humano.

La Geotecnia, una rama de la Ingeniería Civil, tal vez no goza de este esplendor -como el que presumen muchas otras ramas- pero ninguna obra llegaría a término sin la participación de la Ingeniería básica, la Geotecnia u otras ramas que, mediante proyectos de esta índole permiten al ingeniero civil la construcción de su obra.

La rama de la Geotecnia responde a interrogantes como *¿Va a fallar el suelo? ¿Cuánto se va hundir la estructura? ¿Cómo se va a hundir la estructura?, ¿Qué se recomienda hacer para evitar el hundimiento?* Este trabajo esboza a grandes rasgos la función de esta rama y su desarrollo en un proyecto de cimentaciones.

En el primer capítulo, el lector encontrará una breve reseña histórica de las obras hidráulicas en México y el impacto que generaron en su tiempo; desde la época de la gran Tenochtitlán hasta llegar a la legislación en el ámbito de recursos hidráulicos en nuestros días.

En el segundo capítulo se hace una descripción de la geografía nacional, incluyendo orografía, clima, hidrografía y sus regiones hidrológico – administrativas. De la misma manera se hace una descripción de la conformación de la cuenca del río Santiago, los ríos que confluyen y las zonas que se ven impactadas por esta cuenca, así como el aprovechamiento de sus corrientes.

En el tercer capítulo se describe el funcionamiento de una central hidroeléctrica a fin de familiarizar al lector con el tema y lograr que éste comprenda las diferentes partes que alberga una central hidroeléctrica. A la postre, se ha aterrizado la información general del proyecto hidroeléctrico *La Yesca*, donde se muestran los datos técnicos de las diferentes partes que lo conforman.

Comenzando con conceptos básicos tales como la definición y clasificación de suelo, las propiedades mecánicas e índice a investigar, así como los tipos de cimentaciones, la elaboración de un proyecto de las mismas y culminando en la aplicación de las teorías de capacidad de carga y asentamientos que se manejan en este estudio, el capítulo cuatro, correspondiente al marco teórico, resume los principales conceptos de la mecánica y comportamientos de los suelos.

El capítulo cinco tiene especial importancia en este trabajo, ya que describe el proceso de diseño de una cimentación, indica el entorno en el cual se desarrolla, las condiciones de diseño que presenta, las teorías y la metodología que guiarán el estudio y, finalmente, el cotejo de resultados tras la aplicación de las diferentes teorías. De estas comparaciones y buscando cumplir los límites de falla y servicio se hace una selección de cimentación, con esto se concluye el diseño geotécnico, pero se agrega un diseño estructural que respalda la solución obtenida.

El capítulo seis incluye, de manera puntual, la conclusión de este proyecto. Además, el estudio incluye dos anexos: En el Anexo A condensa en cuadros los diferentes resultados obtenidos para el cálculo de la capacidad de carga, ordenándolas por dimensiones de cimentación y teoría de capacidad de carga. En el Anexo B se muestran los resultados de asentamientos para las diferentes capacidades de carga obtenidas del Anexo A.

I - ANTECEDENTES

1.1 Objetivo

El presente trabajo lleva a cabo un estudio de diseño geotécnico, donde se propone una cimentación que cumpla con los requerimientos de estado límite de falla y de servicio, en el trabajo se encontrará la descripción del proceso de diseño y se le dará un seguimiento hasta encontrar la solución. Se verá que la ingeniería de cimentaciones tiene una amplia gama de posibilidades, donde la recomendación óptima no siempre es la misma y esta en función de los criterios analizados, en este caso abordados desde el punto de vista geotécnico. Esta cimentación es una propuesta de diseño para una estructura especial y forma parte de una central hidroeléctrica, se construye sobre un entorno geológico complicado, donde se presentan condiciones especiales de suelo que dificultan un diseño óptimo.

1.2 Antecedentes

La historia de la humanidad ha girado siempre alrededor del agua, no solo como condición de sobrevivencia, sino también como factor determinante del desarrollo de los pueblos. No es casualidad que todas las grandes culturas se hayan desarrollado en sitios con abundancia de agua. También en México las principales culturas prehispánicas se asentaron donde el agua era accesible, tanto para satisfacer las necesidades primordiales de la población como para aprovecharla con fines muy diversos.

Pero así como el agua es indispensable para la vida y el desarrollo, también suele ser sumamente destructiva y provocar desastres de grandes dimensiones si no se le somete a cierto control. Por ello, ha sido creciente la necesidad de obras hidráulicas que, por un lado, permitan el aprovechamiento del agua para abastecimiento de la población, la industria, la agricultura, la generación eléctrica, etc., y por otro, controlen y encausen el exceso de ella para evitar daños materiales y pérdida de vidas humanas. La construcción de obras que cubran a la vez las necesidades de aprovechamiento y control del agua ha sido un logro importante de la ingeniería hidráulica.

La experiencia acumulada por la geotecnia e ingeniería civil en casi cinco décadas en obras como presas, edificaciones, carreteras y puentes, entre otras, ha permitido que actualmente se sistematicen muchos de los procedimientos que se siguen para realizar un estudio de cimentación para la construcción de las obras. Se entiende que cada obra constituye un problema diferente y en consecuencia tiene su propia solución; sin embargo, la metodología que permite identificar el problema de cada una de ellas puede establecerse como un lineamiento general y seguirse con la flexibilidad que cada caso amerite.

México cuenta con una gran tradición en estos dos campos, la geotecnia y la hidráulica, estas se han venido desarrollando durante varios siglos tras resolver problemas, generalmente con gran éxito. Se hace un breve repaso de la historia de la ingeniería hidráulica en México, a través de sus obras que alcanzaron características monumentales, de las cuales las grandes presas representaron algunas de sus expresiones más recientes, se decide abordar esta

historia desde el punto de vista de la hidráulica ya que la obra esta enfocada hacia estos términos, en capítulos posteriores se hará la conjunción de las dos especialidades y como es que la geotecnia apoya a esta rama.



Fuente: Pintura de Miguel Covarrubias, Museo Nacional de Antropología e Historia, México
 Figura 1.1, Ciudad de Tenochtitlán

1.2.1 Visión Histórica de la Ingeniería Hidráulica en México

Durante milenios el hombre americano tuvo que sortear grandes dificultades para alcanzar la civilización, cuarenta mil años atrás, en la edad glacial, el hombre cruzo el estrecho de Bering y colonizo el continente americano.

La retirada de las glaciaciones dio origen a un nuevo clima con una estación lluviosa y otra de sequía, los grupos humanos basaron su alimentación en frutos, hierbas y semillas, seleccionaron las plantas más productivas y finalmente lograron domesticarlas. Para sobrevivir el hombre construyó sus casas cerca de sus plantíos, así surgieron las primeras aldeas, en las que se desarrolló la alfarería, el comercio, la vida en comunidad, la política y la religión, México fue cuna de las culturas más avanzadas del continente Americano, lo que aún se manifiesta en sus ruinas extraordinarias, revelando concentraciones humanas en grandes ciudades y el carácter eminentemente agrícola de sus pueblos sedimentarios.

1.2.1.1 La Época Prehispánica (1600 a.C. – 1520 d.C.)

La historia del México antiguo comienza cuando aparecieron la escritura jeroglífica, los mercados, los palacios y los templos; los antiguos pobladores construyeron grandes ciudades y eso significó grandes, como lo fueron los centros ceremoniales, las obras viales e hidráulicas. Las obras hidráulicas se enfocaron a satisfacer tres tipos de necesidades: abastecimiento para uso y consumo, irrigación para el desarrollo de la agricultura y protección contra inundaciones.

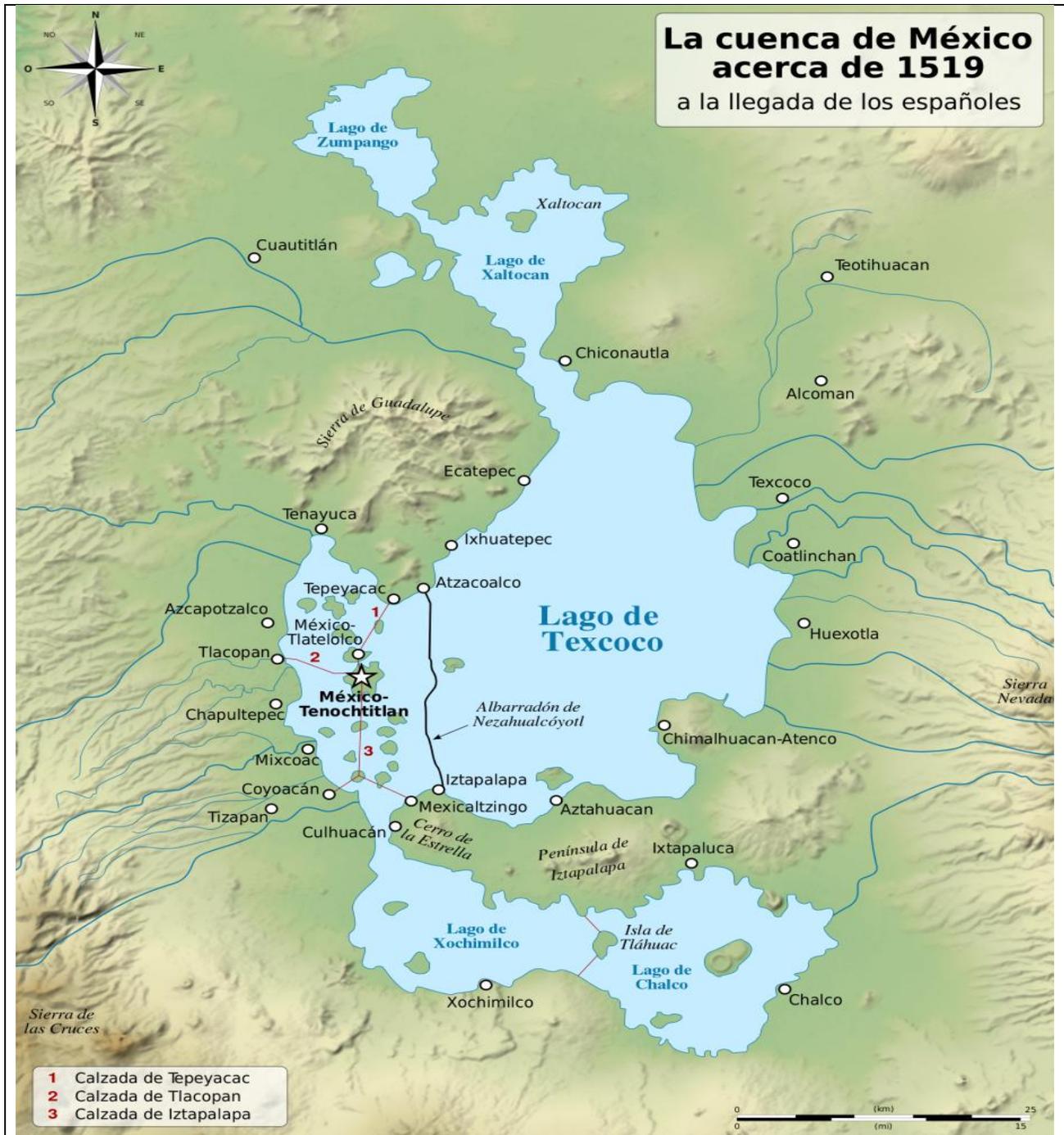
Para fines de abastecimiento, se construyeron obras que dotaban de agua a diversas poblaciones. Entre éstas destacan el acueducto de Cholula, y el de Texcoco, éste último realizado por el rey Nezahualcóyotl, y que consistía en un caño de mamposterías de 11 kilómetros de longitud

En cuanto las antiguas civilizaciones iniciaron la actividad agrícola, las poblaciones se asentaron en las márgenes de los ríos y lagos, lo que les permitía tener acceso al agua y garantizar una buena cosecha. Esta necesidad del agua propicio el desarrollo de tecnologías capaces de controlarla y conducirla hacia los lugares donde era requerida, originándose las primeras pequeñas zonas de riego, de las que se han localizado más de 380 de origen precortesiano.

Debido a su complejidad y magnitud merecen atención especial las obras hidráulicas desarrolladas en esa época en el Valle de México, principalmente las construidas para beneficios de Tenochtitlan. El lugar elegido por los aztecas para la fundación de su ciudad a principios del siglo XIV, era entonces una zona lacustre que en época de lluvias muy abundantes inundaba la ciudad. Como el agua del lago principal era salobre y había escasez de tierras que podían destinarse a la agricultura, hubo necesidad de transformar el medio ambiente original para satisfacer las necesidades agrícolas mediante la construcción de diversas obras hidráulicas. Entre éstas podemos destacar las siguientes: para aumentar la superficie del islote utilizaron el elaborado e ingenioso método de las “chinampas”, que actualmente aún existen en Xochimilco y Tláhuac; para evitar las inundaciones especialmente después de la que se presentó en 1449, se construyó el “Albarradón de Nezahualcóyotl” que tenía 16 kilómetros de longitud por 20 metros de ancho, y que servía además para separar el lago salobre del agua dulce; para abastecimiento de la ciudad se construyó, hacia 1446, el acueducto de Chapultepec, que llevaba agua desde los manantiales de ese cerro hasta el templo mayor, cruzando canales y calzadas. De este acueducto Hernán Cortés dijo al conocerlo:

“Construyeron dos caños de argamasa, tan anchos como dos pasos cada uno y tan altos casi como un estado, por uno de los cuales venía un golpe de agua dulce, muy buena, del gordor de un cuerpo de hombre”... “El otro caño, que iba vacío lo usaban para la limpieza, cambiando el agua de uno a otro”...

De la lectura de estas últimas líneas puede deducirse que no solo construían obras de grandes dimensiones, sino que además preveían el mantenimiento de sus obras y la reparación de ellas.



Fuente: Centro de estudios mexicanos y centroamericanos (CEMCA).
Figura 1.2, Mapa de la Cuenca de México en 1519 d.C.

Además de las grandes obras que hemos apuntado, los aztecas desarrollaron todo un sistema de calzadas, canales y acequias que servían para controlar los niveles del agua en la ciudad, como vías de comunicaciones para los pobladores y para irrigación de chinampas mediante un complejo sistemas de esclusas, compuertas y puentes móviles. Analizando el funcionamiento de las obras construidas en aquella época podemos afirmar que esa compleja

red hidráulica satisfacía las siguientes necesidades de la ciudad: la comunicación a través de canales; el abastecimiento de agua potable y para riego; el drenaje de las acequias; el abastecimiento de víveres y otros artículos por medio de canoas; la protección contra inundaciones y el control de la salinidad de la laguna de México.

Es importante comprender que la construcción de estas obras tuvo como objetivo modificar el entorno para el aprovechamiento del agua y el control de los lagos, pero no a la costa de la existencia de estos. Por eso, es admirable que nunca estuvo en la mente de los constructores la intención de deteriorar su medio para sobrevivir, sino más bien aprovecharlo y a la vez conservarlo, enriquecerlo y embellecerlo.

1.2.1.2 La Colonia (1521 d.C. – 1821 d.C.)

Durante los tres siglos de duró la dominación española y ya bajo la influencia de la cultura europea, se construyeron una gran cantidad de obras hidráulicas el agua de manantiales, de corrientes permanentes y de algunas corrientes estacionales, principalmente para abasteciendo de agua potable, irrigación y explotación minera, que se convirtió en la actividad económica preponderante en esos años; de estas obras se conservan un gran número de ellas y algunas aun prestando sus servicios, después de 400 años o más de haberse construido. También la agricultura tuvo gran importancia por la magnitud de la población nativa que, además de consumir, era proveedora del sustento de los conquistadores y colonos, lo que dio lugar a la construcción de cientos de bordos y pequeñas presas de mampostería con contrafuertes para crear nuevas zonas de riego. Pueden señalarse como obras destacadas de esa época, las de Uruapan en Michoacán, las de la Laguna de Yuriria para el riego del Valle de Santiago en Guanajuato, la presa “Pabellón” de 23 metros de altura y 180 de longitud, la presa “Los Arquitos” de 12 metros de altura y 254 de longitud en Aguascalientes, la presa de Arroyozarco en el Estado de México, las obras de la laguna de Metztitlán en Hidalgo.

La Colonia se distingue por el número y la importancia de las obras de abastecimiento de agua potable para los centros urbanos y mineros. Se construyeron acueductos que cruzaban depresiones y grandes extensiones, algunos de ellos con características de ingeniería verdaderamente notables tomando en cuenta la época en que se erigieron. Un ejemplo es el acueducto de Otumba, que tiene la longitud de 34 kilómetros y un desnivel de 200 metros entre sus extremos. Este acueducto tiene arcos de hasta 39 metros de altura y 17 de claro, otros acueductos que destacan por su magnitud e importancia se pueden citar los de México, Zempoala, Querétaro, Morelia, Tepeapulco, Santa Fe, Los Remedios, Oaxaca y Tepotzotlán.

Especial mención, por la magnitud de la obra realizada, merece la construcción del “Tajo de Nochistongo”, que fue la primera salida artificial para las aguas excedentes de la cuenca del Valle de México. Durante decenios, para lidiar con las inundaciones sólo se usaron los diques hechos originalmente por los mexicas y se construyeron algunos adicionales, hasta que a raíz

de las inundaciones de 1604, que duraron varios meses, se decidió la construcción de un proyecto ideado por Enrico Martínez a partir de una antigua propuesta de 1555 de Francisco Gudiel. El proyecto consistía en un canal a cielo abierto que pasara por la laguna de San Cristóbal Ecatepec y continuara hacia Huehuetoca, para finalmente descargar el río Tula, fuera de la cuenca del Valle de México, a través de un túnel o socavón de unos 7 kilómetros de longitud. Los trabajos se ejecutaron en menos de 10 meses y, aunque algunas cifras son inciertas, se dice que en la obra trabajaron más de 100,000 indígenas entre 1607 y 1608. Acerca de estos trabajos, Alejandro de Humboldt escribió admirado:

“Una galería subterránea que sirve de canal de desagüe, acabada en menos de una año, de 6,600 metros de largo, con una sección transversal de diez y medio metros cuadrados, es una obra hidráulica que en nuestros días y aun en Europa llamaría la atención de los ingenieros”.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 1.3, Antigua Acueducto en el Estado de Zacatecas

A pesar de que la eficacia del “Tajo de Nochistongo” se probó por varios años, el socavón o túnel nunca fue revestido, lo que ocasiono múltiples derrumbes. Así, en 1629 volvió a ocurrir una nueva inundación de la ciudad que duró hasta 1635. Según las crónicas murieron 30,000 personas y otro tanto abandonó la ciudad. La catástrofe fue tan grande que se pensó trasladar la ciudad a otro sitio. Después de esa inundación se decidió finalmente que el desagüe de Huehuetoca se hiciera a tajo abierto, sin aprovechar el socavón. Debido a diversos problemas

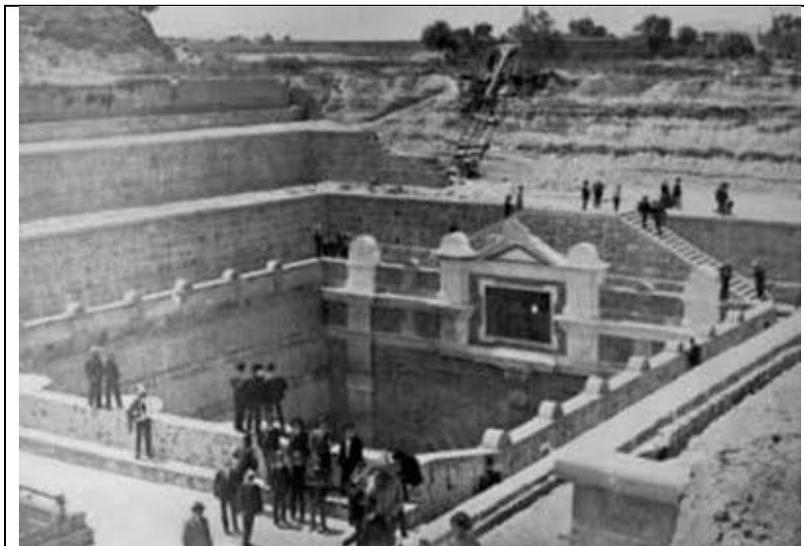
técnicos, pero sobre todo burocráticos y económicos, la obra fue terminada hasta el años de 1789, es decir, más de un siglo y medio después de su inicio.

1.2.1.3 *El México Independiente*

Desde 1821 en que México alcanzo su independencia, hasta 1867 en que el presidente Benito Juárez aplicó por primera vez una partida del presupuesto nacional destinada a la apertura y conservaciones de caminos, no se construyeron obras importantes de ningún tipo, aunque en ese tiempo las industrias y las minas empezaron a beneficiarse con energía proveniente de pequeñas plantas hidroeléctricas que aprovechaban caídas naturales de agua para su generación.

En la segunda mitad del siglo del siglo XIX se hicieron los primeros canales de riego en el valle de Mexicali, se construyeron diversas presas de derivación sobre el río Nazas y se erigieron otras para aprovechar en riego las aguas de los principales ríos del estado de Sinaloa.

La principal obra del siglo XIX fue construida en el Valle de México y nuevamente tuvo el propósito de resolver la añeja problemática del desagüe de la cuenca y el control de las inundaciones de la ciudad. Por su importancia, ya que constituyo la segunda salida artificial del Valle de México. En 1867, por enésima vez, se revisaron los proyectos y planes existentes, se decidió hacer un nuevo desagüe por Tequixquiac.



Fuente: Archivo Histórico del Agua (AHA)

Figura 1.4, Canal de Tequixquiac

El proyecto completo, basado en lo propuesto por el ingeniero Francisco de Garay, consistía de un canal o tajo abierto de 39.5 kilómetros de longitud, un túnel de casi 10 kilómetros de largo para el que se construyeron 24 lumbreras, y un tajo a la salida del túnel para descargar el agua al río de Tequixquiac. Las dificultades que hubo que enfrentar fueron mucho mayores

a las calculadas, por lo que se decidió contratar a empresas extranjeras para su construcción. Sin embargo, estas compañías no pudieron realizar las obras y las abandonaron, siendo nuevamente ingenieros mexicanos los encargados de su ejecución.

La fase final constituyó un indudable acierto de la ingeniería mexicana, que asimiló la experiencia extranjera para hacer avanzar la suya propia. Así, en marzo de 1900, la obra fue oficialmente inaugurada por el presidente Porfirio Díaz.

1.2.1.4 Siglo XX, las Grandes Obras de la Ingeniería Hidráulica en México y la Evolución de las Instituciones Gubernamentales para el Manejo del Agua.

El desarrollo económico y social de México tras la revolución de 1910 se sustentó en la construcción de todo tipo de infraestructura para el aprovechamiento de los recursos naturales y dentro de esta nuevamente destacada la infraestructura hidráulica. El desarrollo del país se dio principalmente en las zonas centro y norte, debido a la influencia que han tenido en nuestra economía la centralización alrededor de la capital de la república y la atracción de los Estados Unidos en la frontera norte.

Lo anterior se magnifica con los patrones de la hidrología del país, ya que la distribución del agua dista mucho de ser uniforme. Por un lado, el 67% de la precipitación pluvial se presenta en solo cuatro meses y, por otro, el sur y sureste del país, con su mayor abundancia de agua, son las zonas más alejadas de los polos de desarrollo (Ciudades del Norte, Valle de México). El 77% de la población vive en zonas donde se dispone solamente del 28% del escurrimiento natural. Adicionalmente se presentan periódicamente huracanes y sequías, ambos provocan severos daños. Todo ello produjo la necesidad de construir obras hidráulicas para un mayor aprovechamiento y control del recurso. Así, se logró un gran desarrollo de la ingeniería hidráulica mexicana, que le ha valido reconocimiento generalizado. (Hernández, 1967)

Durante el siglo XX se construyeron numerosas obras hidráulicas de todo tipo y con objetivos diversos, como túneles, acueductos, zonas de riego y grandes presas, principalmente para riego, abastecimiento de agua a las poblaciones, generación de energía hidroeléctrica y control de avenidas. La construcción de estas obras ha estado ligada a las diversas instituciones gubernamentales que se han encargado del manejo del agua.

Aunque parezca incongruente con la importancia del agua en el contexto nacional, en México no se creó ninguna institución u organismo encargado directamente de su manejo sino hasta el siglo XX. Tampoco se contó por muchos años, con una legislación que definiera la propiedad de las aguas o sus formas de aprovechamiento, hasta que, en la Constitución de 1917, el artículo 27 define que la propiedad de las aguas corresponde a la nación.

En 1926 se creó la Comisión Nacional de Irrigación (CNI), dependencia del gobierno federal a la que se confirió la función de aumentar las áreas de riego con el fin de mejorar las condiciones de vida de los campesinos y elevar la producción agrícola. La Comisión Nacional de Irrigación inició su operación efectivamente hasta 1930, con la construcción de los

primeros sistemas de riego, que tuvieron como obras centrales grandes presas. El conjunto de las obras construidas en ese lapso benefició 827,000 hectáreas, que se sumaron a las 413,000 hectáreas regadas con obras realizadas exclusivamente por particulares. Así, al término de la actividad de la CNI en 1946, México tenía en riego 1'240,000 hectáreas.

En 1946 la Comisión Nacional de Irrigación fue transformada en la Secretarías de Recursos Hidráulicos (SRH), en ella se centralizó la autoridad, las labores de investigación y aprovechamiento de los recursos hidráulicos nacionales, con excepción del aprovechamiento destinado a la generación de energía eléctrica, cuya función se le había asignado en 1937 a la Comisión Federal de Electricidad. Entre las acciones realizadas durante la existencia de la Secretaria de Recursos Hidráulicos, destaca el postulado de que la gestión del agua debe hacerse tomando como unidad básica la cuenca hidrológica, por lo que se crearon Comisiones específicas para atender la problemática relacionada con el agua de varias de las cuencas más importantes del país, como las de los ríos Papaloapan, Tepalcatepec, Fuerte, Grijalva, Pánuco, Balsas, Lerma-Chapala-Santiago y Valle de México, todas ellas con el objetivo de estudiar los recursos hidráulicos disponibles en la cuenca respectiva y lograr un mejor aprovechamiento del agua.

A partir de 1971 la Secretaría de Recursos Hidráulicos, al fusionarse con la Secretaría de Agricultura y Ganadería, se transformó en Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), buscando que una sola dependencia atendiera el agua y la agricultura, pues los mayores volúmenes de consumo de agua en el país son precisamente los de actividad agrícola.

Durante la gestión de esas dos Secretarías (SRH y SARH), se erigieron obras hidráulicas de todo tipo y tamaño, al grado que podríamos calificarla como la época de oro de la construcción de obras hidráulicas en México. Dentro de las obras de esa época destacan por su importancia innumerables presas con fines de control de inundaciones, generación de energía u objetivos múltiples, entre ellas:

Presa Necaxa. En los primeros años del siglo XX, aun sin que existiera alguna institución específica para ello, se construyó ésta que fue la primera gran presa del país y su correspondiente planta generadora de energía eléctrica. Entró en operación en 1905.

Presa Infiernillo. LA presa Infiernillo podría calificarse como el primero de los grandes colosos hidroeléctricos de la República Mexicana, ya que, al terminarse su construcción en 1963, fue catalogada como la quinta entre las más altas presas de ese tipo construidas en el mundo, además de alimentar la mayor planta hidroeléctrica de América Latina, con capacidad inicial de 624 Mw, ampliada posteriormente a 918 Mw. Tiene una altura de 148 m y una longitud de corona de 350 m.

Presa Chicoasén. El proyecto hidroeléctrico Chicoasén, con capacidad de generación de 1,500 Mw inicialmente y 2,400 Mw en la actualidad, representa más del doble de la capacidad

de generación de cualquiera de los grandes proyectos hidroeléctricos construidos en México antes que él (Infiernillo, Malpaso y La Angustura). La altura de su cortina, 225 m, la coloco como la quinta presa de mayor altura en el mundo y como la más alta de toda América.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 1.5, Fotografías Presa Necaxa, Infiernillo y Chicoasén

La evolución de las instituciones encargadas del manejo del agua en el país continuo el 11 de enero de 1989, se creó la comisión Nacional del Agua (CNA) como un órgano desconcentrado de la de Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH); poco después se publicó la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento, que entraron en vigor en diciembre de 1992. A partir de 1994 desaparece la SARH, dejando los aspectos agrícolas a la Secretaría de Agricultura y se crea la Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales y Pesca (hoy del Medio Ambiente y Recursos Naturales). En ese momento la Comisión Nacional del Agua pasó a formar parte de ésta última Secretaría, también como un órgano desconcentrado de ella. Desde su creación, el objetivo de la Comisión fue muy similar al de la antigua Secretaría de Recursos Hidráulicos, aunque con menor énfasis en la construcción de infraestructura, en cambio, asignando mayor importancia a los aspectos de administración del agua, cuya atención es crítica para dar viabilidad al desarrollo futuro del país.

1.3 *El Futuro del Manejo del Agua*

Si bien la disponibilidad global de agua para fines prácticos, el crecimiento demográfico mundial, aunado al incremento acelerado de los consumos per-cápita, a la contaminación de cauces, acuíferos, a la sobrexplotación de éstos y al deterioro del ambiente en general, hacen problemática la disponibilidad de agua en el tiempo y en ciertas partes del mundo entre ellas México.

En consecuencia, se han articulado y afirmado en los últimos años los principios que deben regir el buen manejo del agua y la sustentabilidad de sus uso, entendida como un proceso que asegura satisfacer las necesidades que del recurso tiene las sociedad sin comprometer las capacidad del sistemas para satisfacer las necesidades de las generaciones futuras. Esos principios pueden expresarse como sigue:

- El agua debe ser tratada como un recurso renovable en el contexto de cada cuenca hidrográfica y sus respectivos ecosistemas.
- La administración del agua requiere la participación activa del gobierno, la sociedad civil y el sector privado, respetando el principio de subsidiariedad.
- El agua es un bien económico, cuyo valor resulta del equilibrio del conjunto de usos alternativos de ella en cada cuenca.

Hasta hace poco tiempo, la política hidráulica estuvo dominada por el simple propósito de satisfacer la demanda y por una noción de total independencia del sector, sin tomar en cuenta sus interacciones con otros sistemas. Esa política no era consecuente con el uso sustentable del agua. En efecto, la demanda se consideró como un dato predeterminado por la extrapolación de tendencias y requerimientos históricos, por tanto, solo se buscó satisfacerla aumentando la oferta. La expansión de los sistemas tenía prioridad sobre los intentos de influir sobre la demanda, sobre la eficiencia del suministro o sobre las correspondientes reformas al marco jurídico e institucional. Así, los déficit del suministro, existentes o proyectados se resolvían con inversiones, casi siempre del sector público, en la expansión de la infraestructura y la explotación del recurso, sin que hubiera un propósito de recuperación directa o indirecta de los costos, que es condición necesaria para la sostenibilidad.

En la búsqueda del uso sustentable del agua, ha ganado aceptación el principio del Manejo Integral de los Recursos Hidráulicos (MIRH), que ha sido adoptado por la mayor parte de los países, se define como un proceso que promueve el desarrollo y manejo coordinado del agua, la tierra, entre otros recursos relacionados con ellos, para maximizar el bienestar y la equidad social sin comprometer la sustentabilidad. El MIRH también exige tomar en cuenta el ciclo hidrológico, la interacción de los recursos hidráulicos con los diversos sistemas naturales y socioeconómicos. Con un proceso adecuado de toma de decisiones el agua puede utilizarse para muchos propósitos diferentes, por diversos usuarios, simultánea o secuencialmente.

En México, se inició hace más de doce años un proceso de descentralización, subsidiaridad y participación activa de los actores en la toma de decisiones en materia hidráulica, temas todos íntimamente relacionados con la gobernabilidad del sector. Este proceso ha incluido: la creación de organismos responsables de la gestión hidráulica en los gobiernos estatales (Comisiones Estatales del Agua), para facilitar una transmisión ordenada de recursos y funciones del gobierno federal en materia hidráulica a esas entidades; la Constitución de Consejos de Cuenca y la transferencia de la operación y mantenimiento de los Distritos de Riego a los usuarios. De hecho, la descentralización del manejo de los sistemas de agua y saneamiento tienen su origen en 1983, al responsabilizarse los municipios de la prestación de esos servicios.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 1.6, Sierra del Carmen, Estado de Coahuila

El enfoque integral es indispensable tanto para lograr la asignación racional de recursos hidráulicos escasos a diferentes usos, como para evitar o resolver los conflictos entre usuarios de aguas arriba y aguas abajo en una misma cuenca, o para tomar en cuenta la interrelación entre agua superficial y subterránea a fin de hacer un uso sostenible de ambas.

El reto no superado sigue siendo la definición e implementación de medidas jurídicas, institucionales, administrativas, económicas, financieras y de promoción que contribuyen en forma práctica al uso sustentable del agua. También es importante reconocer que no es posible lograr en poco tiempo lo que en otros países ha tomado más de un siglo, por tanto cambiar la denominación y funciones de una dependencia no convertirá en realidad el manejo integral del agua. Esto sólo podrá lograrse con esfuerzos coherentes, basados en criterios sanos y claros, que deberán desarrollarse poco a poco durante mucho tiempo, trascendiendo periodos gubernamentales locales y federales.

II- GEOGRAFÍA NACIONAL

La riqueza de la República Mexicana, en cuanto a recursos naturales, es amplia y variada, entre ellos se tiene al agua, que como elemento fundamental en el ciclo hidrológico es renovable.

Para el conocimiento, manejo y administración de los recursos hidráulicos, nuestro país se ha subdividido en regiones hidrológicas y en regiones hidrológico – administrativas.

Concepto de Cuenca

Una cuenca es el área de superficie terrestre cuyo drenaje es definido por líneas divisorias, a través de los puntos geográficos más altos llamados parteaguas, en la cual se captan las aguas de lluvias que escurren a través de ríos y arroyos hacia una corriente principal, para desembocar en el mar o en un cuerpo de agua interior.

Ciclo hidrológico

El agua es la sustancia más abundante en la Tierra, es el principal constituyente de todos los seres vivos y es una fuerza importante que constantemente está cambiando la superficie terrestre. También es un factor clave en la climatización del planeta para la existencia humana y el progreso de la civilización.

En la Tierra, el agua existe en un espacio llamado hidrosfera, que se extiende desde unos kilómetros arriba en la atmósfera hasta un kilómetro por debajo de la litosfera o corteza terrestre. El agua circula en la hidrosfera a través de un laberinto de caminos que constituyen el ciclo hidrológico.

El ciclo hidrológico es el foco central de la hidrología. El ciclo no tiene principio ni fin y sus diversos procesos ocurren en forma continua. El agua se evapora desde los océanos y desde la superficie terrestre para volverse parte de la atmósfera terrestre; el vapor de agua se transporta y se eleva en la atmósfera hasta que se condensa y precipita sobre la superficie terrestre o los océanos; el agua precipitada puede ser interceptada por la vegetación, convertirse en flujo superficial sobre el suelo, infiltrarse en él, correr a través del suelo como flujo subsuperficial y descargar en los ríos como escorrentía superficial. La mayor parte del agua interceptada y de escorrentía superficial regresa a la atmósfera mediante la evaporación. El agua infiltrada puede percolar profundamente para recargar el agua subterránea de donde emerge en manantiales o se desliza hacia ríos para formar la escorrentía superficial, y finalmente fluye hacia el mar o se evapora en la atmósfera a medida que el ciclo hidrológico continúa.

Cerca del 95% del agua del planeta se encuentra en los océanos. Si la Tierra fuera una esfera uniforme, esta cantidad sería suficiente para cubrirla hasta una profundidad cercana a 2.6 kilómetros. Del resto, el 1.7% se encuentra en los hielos polares, el 1.7% en manantiales subterráneos y solamente el 0.1% en los sistemas de agua superficial y atmosférica. El

sistema de agua atmosférica, que es la fuerza motriz de la hidrología del agua superficial, tiene solamente 12,900 km³ de agua, es decir, menos de una parte en 100,000 de toda el agua de la Tierra (Vente y col., 1994).

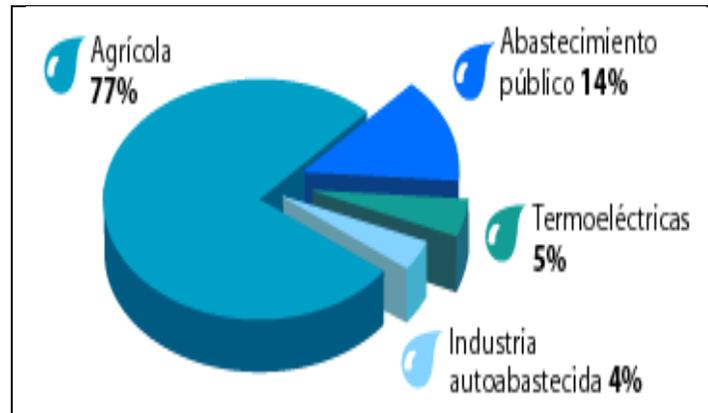


Fuente: <http://www.usgs.gov>.
 Figura 2.1, Esquema general del ciclo del agua

Cerca de dos terceras partes del agua dulce de la Tierra son hielo polar y la mayoría de la restante es agua subterránea que va desde 200 hasta 600 m de profundidad. La mayor parte del agua subterránea por debajo de esta profundidad es salina. Solamente el 0.006% del agua dulce está en los ríos. El agua biológica, fijada en los tejidos de plantas y animales, represente cerca del 0.003% de toda el agua dulce, equivalente a la mitad del volumen contenido en los ríos (SEMARNART, 2008).

A pesar de que el contenido de agua en los sistemas superficiales y atmosféricos es relativamente pequeño, inmensas cantidades de agua pasan anualmente a través de ellos. El concepto de ciclo hidrológico no es tan simple como parece, el fenómeno es enormemente complejo e intrincado. Éste no es solamente un ciclo grande, sino que está compuesto de muchos ciclos interrelacionados de extensión continental, regional y local.

En México, 77% del agua se utiliza en la agricultura; 14%, en el abastecimiento público; 5%, en las termoeléctricas y 4%, en la industria.



Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI).
 Figura 2.2, Porcentajes del uso del agua potable

2.1. Orografía de México

Es de importancia señalar que la red hidrográfica está fuertemente relacionada con la orografía y el clima. Con la primera, al ser la que conforma los cauces, su pendiente fuerte, moderada o suave; la segunda, al alimentar a las corrientes en forma directa e indirecta, por las lluvias.

La República Mexicana ocupa un territorio predominantemente montañoso. Desde el punto de vista geológico, nuestro territorio es la prolongación meridional del extenso escudo canadiense, del cual forma un apéndice que se funde con la misma América Central. Su orografía presenta una gran complejidad, ya que en México confluyen los grandes elementos estructurales de América del Norte y América Central.

La parte septentrional, que es la continuación de los relieves del S de EUA, comprende tres grandes unidades, orientadas de N a S:

- La Altiplanicie Mexicana
- La Sierra Madre Oriental
- La Sierra Madre Occidental

La región más extensa y más habitada es la Altiplanicie Mexicana, que se extiende desde el norte hasta el sur del país y que contiene diversas cuencas y bolsones, cuyas aguas no salen al mar al encontrarse en cuencas cerradas. Es flanqueada por estas dos cordilleras (La Sierra Madre Oriental y Occidental), se eleva unos 2000 msnm de altitud media y está accidentada por pequeñas alineaciones montañosas transversales, que la dividen en dos sectores: la Altiplanicie Septentrional o Meseta del Norte y la Altiplanicie Meridional, llamada también Meseta Central o de Anáhuac.

La Altiplanicie Septentrional es asociada por su origen geológico, a las dos cordilleras laterales. Comienza cerca del límite con Estados Unidos de América y termina cerca de San Luis Potosí; contiene varias depresiones cerradas, como el llamado Bolsón de Mapimí del Valle del Salado. Esta zona, que se caracteriza por ser árida y de elevaciones que, en general, presentan 1,3000 msnm de altitud media, no permite la construcción de grandes obras hidráulicas para el aprovechamiento, presenta bajos o escasos regímenes de precipitación y una topografía que no admite grandes desniveles de terreno.

La Mesa Central, que incluye la Meseta de Anáhuac, está constituida por una capa muy potente de materiales volcánicos que recubren el zócalo primitivo. Se extiende desde San Luis Potosí hasta el sur de la Ciudad de México, en un terreno más bien plano y de mayor elevación, formado en su mayoría por la acción volcánica. En esta última zona se encuentran; el Valle de México y el de Puebla, que se hallan a más de 2,200 msnm de altura; y el Valle de Toluca a 2,600 msnm.

La Altiplanicie es limitada por dos grandes cordilleras: al este, la Sierra Madre Oriental; y al oeste, la volcánica Sierra Madre Occidental.

La Sierra Madre Oriental, de unos 2,200 msnm de altura media, formada por materiales calcáceros, se caracteriza por un relieve sumamente discontinuo; en su vertiente oriental domina la planicie costera que bordea al Golfo de México, en la cual distinguen la planicie Tamaulipeca (en la mitad N) y la planicie Huasteca, en el sector meridional.

La Sierra Madre Occidental, de origen eruptivo, está formada por varias alineaciones paralelas (sierra de Tarahumara, sierra de Nayarit), es más ancha y abrupta que la oriental y ha sido más accesible para las vías de comunicación.

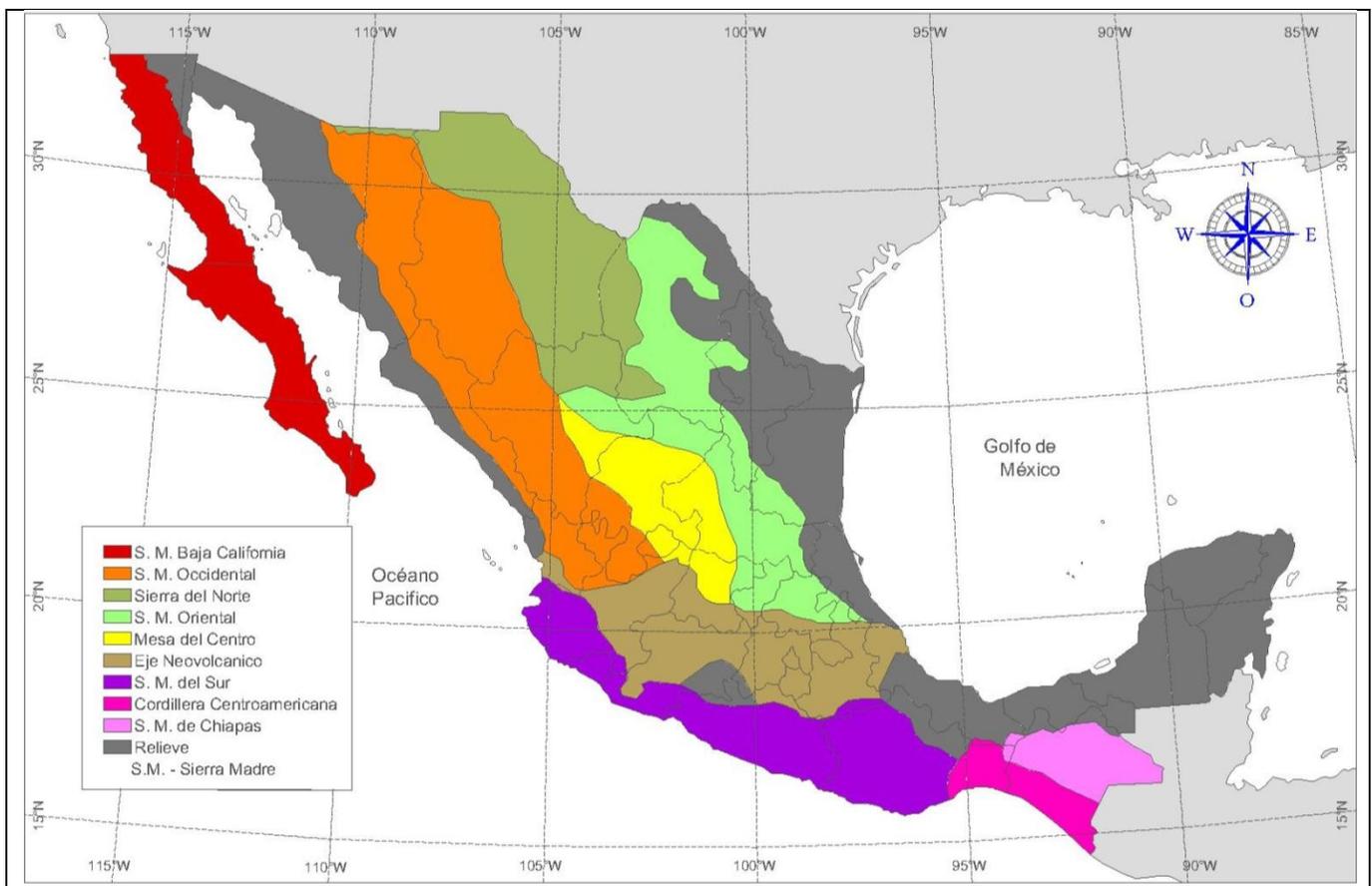
En dirección E las altitudes disminuyen de forma paulatina, mientras que su vertiente occidental, muy escarpada y cortada por una gran falla longitudinal, se precipita bruscamente en el Pacífico. Domina el desierto de Sonora y la llanura aluvial de la planicie costera Noroccidental, que se extiende a lo largo de la costa del Golfo de California. Este brazo de mar, estrecho y alargado (que constituye la prolongación submarina del gran valle californiano), está cerrado al O por la península de Baja California, caracterizada por su terreno árido y por ser el sector más occidental del territorio mexicano, es recorrida de N a S por la cordillera Subcaliforniana, muy abrupta y escarpada en su vertiente del golfo, con 1,225 km de extensión, cuya máxima altura alcanza los 3,069 msnm en el Cerro de la Encantada, en la Sierra de San Pedro Mártir. Toda esta zona es de muy escasa precipitación con largos periodos de sequías.

En la Meseta Central se alza la cordillera Neovolcánica. Se dispone desde el Atlántico al Pacífico, formado el nexo de unión entre los sectores septentrional y meridional del relieve mexicano. Aquí se encuentran las mayores altitudes del país, expresado por los volcanes: Citlaltépetl o Pico de Orizaba (5,747 msnm), máxima elevación de México; Popocatepetl

(5,452 msnm); Iztaccíhuatl (5,230 msnm); y el Nevado de Toluca (4,558 msnm). Cuenta, asimismo, con algunas cuencas cerradas ocupadas por lagos y lagunas (Pátzcuaro, Texcoco, Chapala, Sayula).

Al S de la cordillera Neovolcánica se elevan: al O, la Sierra Madre del Sur con 2,000 msnm de altitud media y al E, la Sierra Madre de Oaxaca, separadas por la depresión del Balsas y el escudo Mixteco; ambas sierras confluyen en un brusco descenso en el istmo de Tehuantepec, cuya parte más estrecha alcanza 215 km y constituye el límite meridional adoptado convencionalmente como divisoria entre América del Norte y América Central.

La Sierra Madre del Sur bordea la estrecha planicie costera Suroccidental y la Sierra Madre de Oaxaca, constituyendo la planicie costera de Sotavento, la cual se prolonga a partir del istmo de Tehuantepec por la planicie costera del Sureste.



Fuente: Elaboración Propia (Tamayo, 2009).

Figura 2.3, Orografía de México

La planicie costera de Tehuantepec bordea el golfo del mismo nombre, en el Pacífico, y hacia el interior está limitada por la Sierra Madre de Chiapas y la Cordillera del Soconusco, que constituye el extremo septentrional de la Sierra Madre Centroamericana y culmina en el volcán de Tacaná (4,093 msnm), en la República de Guatemala; enlaza por el NE con la Mesa

Central de Chiapas, la cual sierra por el S la planicie costera del Sureste. Ésta, a su vez, enlaza con la plataforma calcárea, situada casi al nivel del mar, que se extiende entre el Golfo de México y el mar Caribe que forma la extensa península de Yucatán.

Las llanuras costeras, en general, son zonas bajas y arenosas, aunque la del Pacífico, más estrecha que la costa oriental, cuanta con pequeñas serranías que la interrumpen.

2.2. *Clima de México*

El trópico de cáncer atraviesa el territorio mexicano al norte de la cordillera Neovolcánica y delimita dos zonas climáticas: una subtropical, la norte y otra tropical, al Sur. Sin embargo, la altitud y la orientación combinadas en relación con ambos océanos, son más determinantes que la altitud.

La combinación de estos tres grandes factores permite distinguir tres grandes áreas climáticas en nuestro país: uno, las tierras calientes del litoral y la península de Yucatán, con temperaturas elevadas (22°C media anual) y lluvias abundantes (1,000 mm anuales y máximas de hasta 3,000mm al año); dos, las tierras frías de las regiones altas del interior (menos de 15°C de media anual y unos 500 mm anuales de precipitaciones); y tres, las áreas con climas de tipo desértico y subdesértico, el desierto de Sonora y en algunas zonas de la Altiplanicie Septentrional y de la península de California.

El periodo de lluvias coincide con los meses de verano; las lluvias de invierno, a causa de la presencia de masas de aire frío del N, que producen a menudo los llamados “nortes” (vientos de gran intensidad), son escasas e irregulares.

En las regiones costeras orientales prospera la selva tropical, mientras que en el interior predomina la sabana, sustituida por la pradera y los bosques templados (encinas, coníferas) en las tierras más altas.

La estepa cubre gran parte de la Altiplanicie Septentrional, en las regiones desérticas se dan sobre todo las cactáceas.

2.3. *Hidrografía*

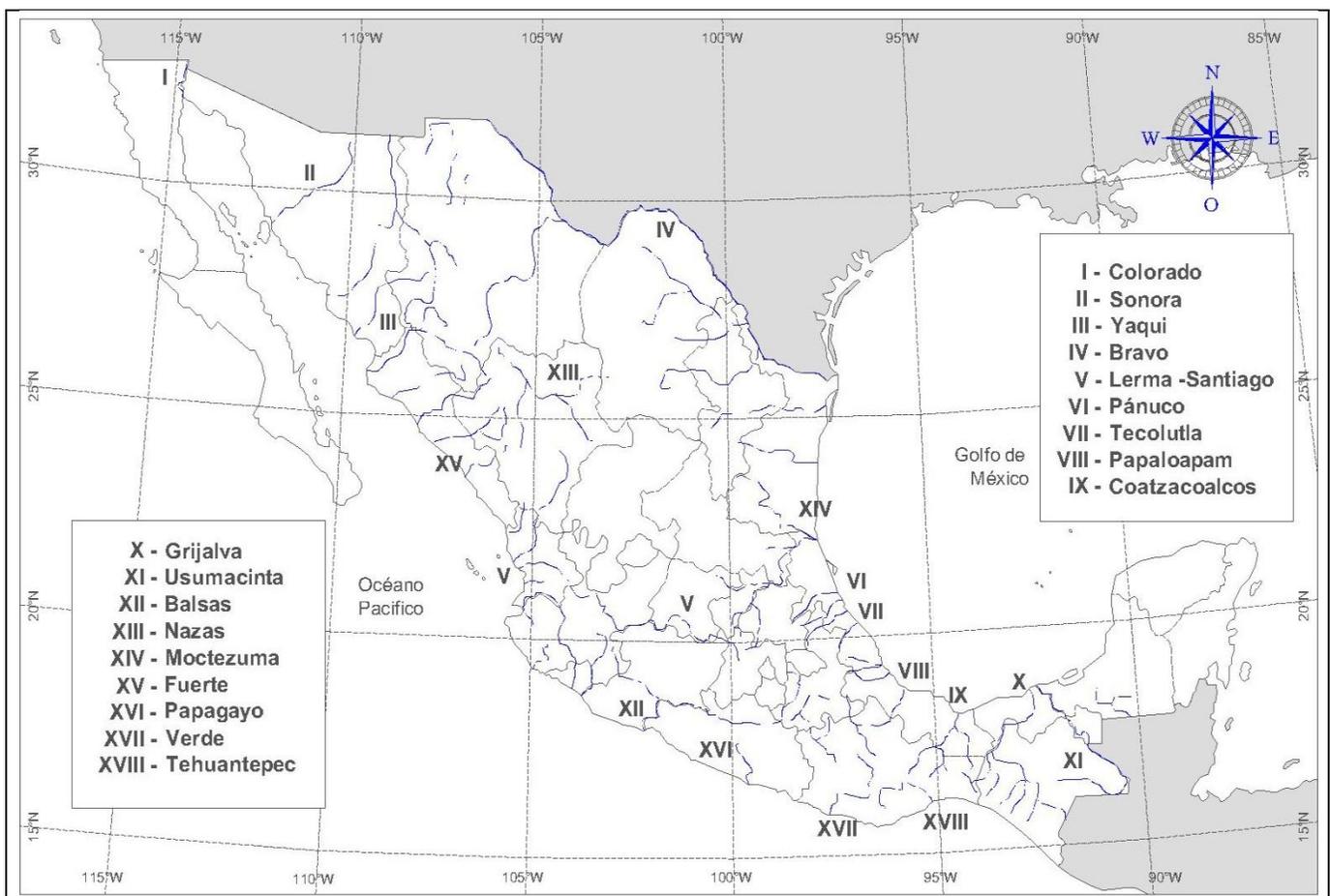
En el territorio mexicano, la red hidrográfica se distribuye principalmente en tres vertientes: La Occidental o del Pacífico, Oriental o del Atlántico (Golfo de México y Mar Caribe) e Interior, en la que los ríos no tienen salida al mar.

En general, al norte del país, la aridez, el drenaje del suelo y la escasez de precipitación limitan el tamaño y el número de ríos; por lo tanto, es limitada la generación de escurrimientos y la demanda del recurso agua es alta.

En los ríos del país escurren aproximadamente 399 km³ de agua anualmente, incluyendo las importaciones de otros países y excluyendo las exportaciones. Aproximadamente el 87% de este escurrimiento se presenta en los 39 ríos principales, cuyas cuencas ocupan el 58% de la extensión territorial continental del país.

Es importante enfatizar que el 65% del escurrimiento superficial pertenece a tan sólo siete ríos: Grijalva-Usumacinta, Papaloapan, Coatzacoalcos, Balsas, Pánuco, Santiago y Tonalá, localizados principalmente en el sureste y centro-oeste, cuya superficie representa el 22% de la del país, zona en la que, la presión o demanda por el agua no es muy alta, sobre todo en el sureste.

Los ríos Balsas y Santiago pertenecen a la vertiente del Pacífico y los otros cinco a la vertiente del Golfo de México. Por la superficie que abarcan destacan las cuencas de los ríos Bravo y Balsas. Por su longitud destacan los ríos Bravo, y Grijalva – Usumacinta.



Fuente: Elaboración Propia (Tamayo, 2009).
 Figura 2.4, Principales ríos de la República Mexicana

Debido a su ubicación geográfica, la República Mexicana se ve afectada por fenómenos tropicales e invernales que, aunados a las características físicas y climáticas descritas,

provocan, como ya se dijo, precipitaciones intensas en algunas zonas del país, así como escasez de lluvias en otras, características que dificultan enormemente, por un lado, el aprovechamiento del recurso para su uso directo y, por otra parte, al disminuir los efectos negativos que provocan el exceso o carencia de lluvias, con sus secuelas de inundaciones o sequías, respectivamente.

Ante las irregularidades de la ocurrencia de las precipitaciones en México, se torna difícil el diseño de presas para satisfacer las demandas de uso directo y el control de crecientes.

En cuanto al diseño estructural y construcción de presas, es reconocida mundialmente la capacidad técnica de los mexicanos.

Por lo que se refiere al diseño hidrológico, para determinar las capacidades más adecuadas, como son: los azolves, muerta; mínima de operación; útil; control de crecientes; y libre bordo, se afrontan serias dificultades, si bien no es en cuanto a metodologías, pero sí en lo que atañe a lo limitado de la información hidrológica, tanto en calidad como en cantidad; y, particularmente, por la naturaleza misma de los fenómenos hidroclimatológicos, debido a la forma en que ocurren y afectan a las diversas regiones del país.

2.4. Regiones Hidrológico – Administrativas

Cuadro 2.1, Datos por región Hidrológico - Administrativa

Datos Geográficos y Socioeconómicos por Región Hidrológico - Administrativa						
Región Hidrológico - Administrativa		Población 2007 ^a (habitantes)	Superficie Continental ^b (km ²)	Densidad de población 2007 (hab/km ²)	PIB 2006 (%)	Municipios y/o Delegaciones del D.F. ^b (número)
I	Península de baja california	3,580,948	145,386	25	4.22	10
II	Noreste	2,572,252	205,218	13	2.86	79
III	Pacífico Norte	3,959,279	152,103	26	3.00	51
IV	Balsas	10,535,977	119,247	88	12.00	422
V	Pacífico Sur	4,116,080	77,525	53	1.81	362
VI	Río Bravo	10,703,815	379,552	28	15.66	141
VII	Cuanca Central del Norte	4,120,949	202,562	20	2.66	83
VIII	Lerma Santiago Pacífico	20,625,203	190,366	108	14.14	329
IX	Golfo Norte	4,941,244	127,166	39	6.60	154
X	Golfo Centro	9,583,822	104,790	91	4.43	445
XI	Frontera Sur	6,502,913	101,231	64	2.89	139
XII	Península de Yucatán	3,903,937	137,753	28	4.22	124
XIII	Aguas del Valle de México	21,090,206	16,438	1,283	25.50	116
TOTAL		106,236,625	1,959,337	54	100	2,455

a. Calculado con base en las proyecciones de CONAPO 2005-2030. Población al mes de Diciembre. B. INEGI, Marco Geo estadístico Municipal, Versión 3.1.1 Año 2008

Fuente: CONAGUA, Subdirección General de Programación, con información del INEGI.

El país se ha dividido en 13 Regiones Hidrológico-Administrativas debido a que las cuencas son las unidades básicas de gestión de los recursos hídricos, esto con el fin de organizar la

administración y preservación de las aguas nacionales. Las Regiones Hidrológico-Administrativas están formadas por agrupaciones de cuencas, respetando los límites municipales para facilitar la integración de la información socioeconómica.



Fuente: Elaboración Propia.
 Figura 2.5, Regiones hidrológico – administrativas de la República Mexicana

Cuenca Del Río Lerma Santiago

Esta corriente se ubica en una de las cuencas más pobladas de México. Nace al pie del Nevado de Toluca y, con el nombre de Lerma, cruza los estados de México, Michoacán, Querétaro y Guanajuato; entonces llega el momento de ir más despacio, descansa, se despierta en el Lago de Chapala, el cuerpo de agua natural más grande del país.

El Lerma es un río bastante generoso: dota de agua potable a diversas poblaciones, entre las que podemos mencionar la Ciudad de México; se transforma y genera energía eléctrica en la presa Agua prieta, en Jalisco, es fuente de irrigación para campos y sembradíos, y se presta para el cultivo en chinampas, alimentando los campos de agave utilizado para la producción de tequila.

Pero los asentamientos de grupos humanos a lo largo del río y los efectos de la urbanización e industrialización del territorio, que tiende a acabar con los recursos naturales, han

provocado la degradación ambiental, contaminando el caudal con aguas residuales domésticas e industriales, agroquímicos y desechos sólidos.

Cuenca del río Santiago

Vertiente del pacífico. Consideramos dentro de ella al río Colorado que tiene una gran cuenca y en su curso bajo pasa por una región árida, formando un cauce más alto que los terrenos vecinos. Esta misma característica se observa en las demás corrientes del estado de Sonora. Los ríos Concepción, Yaqui, Sonora y Cocoraqui no llegan a desaguar al Mar de Cortés sino en ocasiones de avenidas extraordinarias y siguen diversos cauces con apariencia deltaica. A estas corrientes se les llama criptorreicas, por resumirse en el subsuelo.

A partir del río Mayo hasta el sur, las corrientes ofrecen curso bajo largo que se pueden considerar típico en el estado de Sinaloa; los ríos conservan volúmenes importantes de estiaje y anualmente descargan sus avenidas al océano.

Del estado de Nayarit, hacia el sur, hasta llegar a Guatemala, la Sierra Madre Occidental, la del Sur y la de Chiapas, se aproximan tanto al litoral que no dejan oportunidad a las corrientes de constituir un curso bajo y pasan violentamente del curso medio al mar, mediante una reducida planicie costera. Acaso a esto se debe la falta de escurrimiento permanente de importancia en las corrientes.

Los ríos Lerma-Chapala-Santiago, Balsas, Verde y Tehuantepec de esta zona, constituyen excepción, al presentar escurrimientos permanentes importantes, si bien tienen un curso bajo clásico, pues se abren paso en las cordilleras por gargantas estrechas y se precipitan al mar cruzando angostas planicies costeras.

El sistema Lerma-Chapala-Santiago, es una corriente de gran importancia que cruza la Altiplanicie Meridional y arranca de la Cordillera Neovolcánica. Está formada por dos secciones en medio de las cuales se encuentra situado el Lago de Chapala. No cabe la menor duda de que el río Lerma y el río Santiago representaron en épocas geológicas pasadas, líneas de drenajes independientes, pero desde la captura de la cuenca del Lerma por la Laguna de Chapala y por el río Santiago, ambas redes formaron un mismo sistema. La cuenca en conjunto cubre un área de 125,370 km² y su escurrimiento promedio anual virgen se estima en 11,457 millones de metros cúbicos.

La sección del río de Santiago, conocida con el nombre del río Grande de Santiago, inicia en Poncitlán, inmediatamente forma un estrecho cañón que a veces llega a ser desfiladero, penetra en el estado de Nayarit para cambiar de dirección hacia el occidente, pasar la planicie costera y descargar en el océano Pacífico, a unos cuantos kilómetros al norte del puerto de San Blas.

Los afluentes de la izquierda son de poca importancia, en tanto que, los de la derecha tienen una amplia zona aproximadamente de 25,000 km² con escurrimientos altos. Sus más destacados afluentes son el río Verde, el arroyo de Achichilco, los ríos Juchipila, Bolaños y Apozolco, ya dentro de la planicie costera, se le une el río Guaynamote, último afluente de importancia.

Después de pasar por Santiago Ixcuintla, penetra en una zona aluvial de tipo deltaico y descarga al mar en la boca del Titiritero. El escurrimiento medio anual del río Santiago, descontando las salidas de la Laguna de Chapala se ha estimado en 7,600 millones de metros cúbicos. (Tamayo, 2009)

La corriente es navegable para embarcaciones pequeñas dentro del estado de Nayarit, pero no es fácil el paso al mar porque la impiden las barras que existen en la desembocadura.

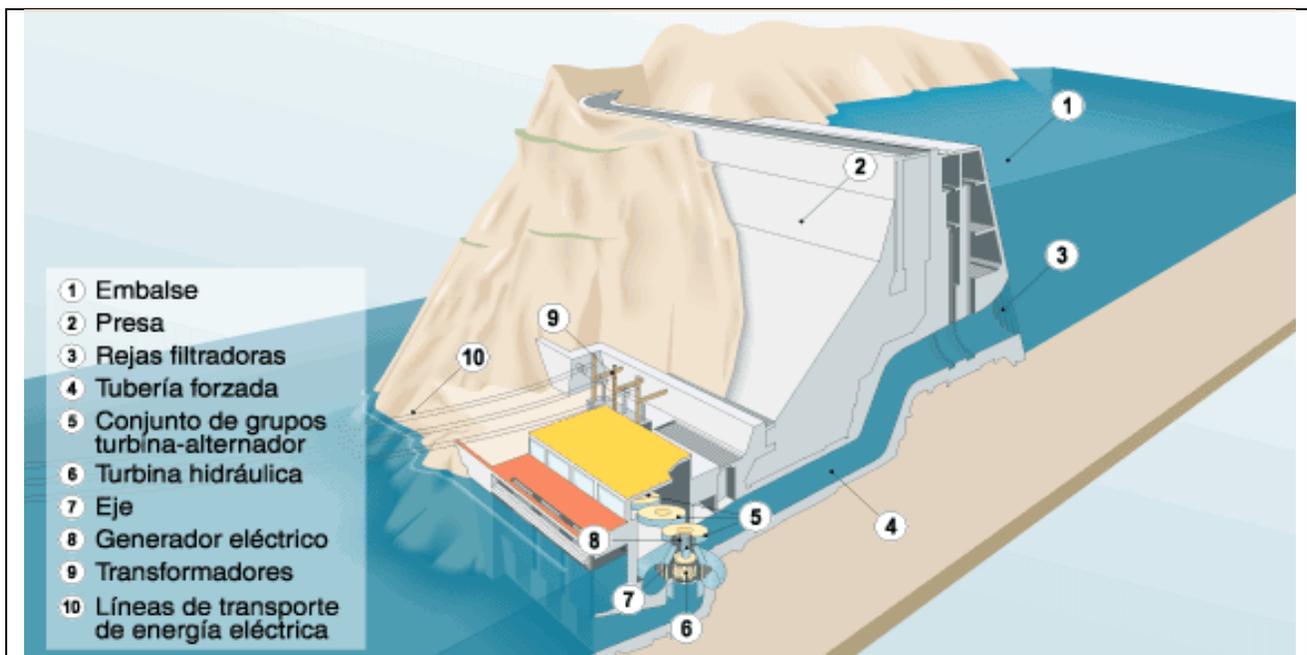
Sobre el río Santiago, a 47 km en línea recta de la ciudad de Tepic, dirección sureste, se encuentra la Central Hidroeléctrica El Cajón, inaugurada el 1 de junio de 2007, la cual puede alcanzar una generación media anual de 1,228 GWh y su presa tiene una capacidad útil de operación de 1,316.64 millones de metros cúbicos. Asimismo, en 2008 se puso en marcha el proyecto de la Central Hidroeléctrica La Yesca, que estará en el cauce del río Santiago, en los límites entre Nayarit y Jalisco, y tendrá una capacidad de generación de 750 MW. Actualmente (Mayo 2012), el proyecto tiene un avance general del 95% en su construcción y equipamiento.

III – PROYECTO HIDROELÉCTRICO

En México existen alrededor de 4 mil presas; 667 de ellas están consideradas como grandes, por su capacidad de almacenamiento. La principal función de las presas es la generación de energía; en menor medida se utilizan para actividades agrícolas, sobre todo en el norte de la República. La presa de mayor capacidad es la Dr. Belisario Domínguez - “La Angostura” con aproximadamente 20 millones de metros cúbicos; le sigue en tamaño la Nezahualcóyotl – “Malpaso” con unos 14 millones de metros cúbicos, ambas ubicadas en el estado de Chiapas.

3.1. Funcionamiento de una Central Hidroeléctrica

La energía hidráulica se basa en aprovechar la caída del agua desde cierta altura. La energía potencial, durante la caída, se convierte en cinética. El agua pasa por las turbinas a gran velocidad, provocando un movimiento de rotación que finalmente, se transforma en energía eléctrica por medio de los generadores. Es un recurso natural disponible en las zonas que presentan suficiente cantidad de agua y una vez utilizada, es devuelta río abajo. Su desarrollo requiere construir embalses, presas, canales de derivación, y la instalación de grandes turbinas y equipamiento para generar electricidad. Todo ello implica la inversión de grandes sumas de dinero, por lo que no resulta competitiva en regiones donde el carbón o el petróleo son baratos. Sin embargo, el peso de las consideraciones medioambientales al disminuir las emisiones de gases efecto invernadero y el bajo mantenimiento que precisan una vez que están en funcionamiento, centran la atención en esta fuente de energía.



Fuente: www.faepac.org.

Figura 3.1, Partes de una Central Hidroeléctrica

Las centrales dependen de un gran embalse de agua contenido por una presa. El caudal de agua se controla y se puede mantener casi constante. El agua se transporta por unos conductos o tuberías, controlados con válvulas y turbinas para adecuar el flujo de agua con

respecto a la demanda de electricidad. El agua que entra en la turbina sale por los canales de desfogue. Los generadores están situados justo encima de las turbinas y conectados con árboles verticales. El diseño de las turbinas dependen del gasto de agua; las turbinas Francis y Kaplan se utilizan para gastos grandes y desniveles medianos o bajos, mientras las turbinas Pelton para grandes desniveles y pequeños gastos.

Las turbinas hidráulicas se emplean para aprovechar la energía del agua en movimiento. La turbina Kaplan es semejante a una hélice de barco. Las amplias palas o álabes de la turbina son impulsadas por agua de alta presión liberada por una compuerta. La turbina Pelton es un modelo del siglo XIX cuyo funcionamiento es más parecido al de un molino de agua tradicional. La rueda gira cuando el agua procedente del conducto forzado golpea sus paletas o álabes.

Para la formación de un desnivel de agua es preciso elevar el nivel superficial de ésta sobre el nivel normal de la corriente, conteniendo el agua con una presa para producir el desnivel o carga total utilizable en la misma presa, derivando a la vez las aguas por un canal de menor pendiente que la del cauce del río. Las aguas del canal de derivación hay que conducir las a las turbinas y, para ello, en los desniveles menores de 12 m, el agua desemboca directamente en la cámara de turbinas y, en los desniveles superiores a 12 m, termina en un ensanchamiento llamado cámara de presión desde donde parte la tubería a presión que en conducción forzada, lleva el agua a las turbinas. El agua sale a gran presión por la tobera e impulsa los álabes que hacen girar un eje y el generador. A la salida de las turbinas, el agua pasa a un canal de desagüe por el que desemboca nuevamente en el río (FAEPAC – España).

3.2. *Las Hidroeléctricas*

Los antiguos romanos y griegos aprovechaban ya la energía del agua; utilizaban ruedas hidráulicas para moler trigo. Sin embargo la posibilidad de emplear esclavos y animales de carga retrasó su aplicación generalizada hasta el siglo XII. Durante la edad media, las grandes ruedas hidráulicas de madera desarrollaban una potencia máxima de cincuenta caballos. La energía hidroeléctrica debe su mayor desarrollo al ingeniero británico John Smeaton, que construyó por vez primera grandes ruedas hidráulicas de hierro colado.

La hidroeléctrica tuvo mucha importancia durante la Revolución Industrial. Impulsó las industrias textil y del cuero, los talleres de construcción de máquinas a principios del siglo XIX. Aunque las máquinas de vapor ya estaban perfeccionadas, el carbón era escaso y la madera poco satisfactoria como combustible. La energía hidráulica ayudó al crecimiento de las nuevas ciudades industriales que se crearon en Europa y América hasta la construcción de canales a mediados del siglo XIX, que proporcionaron carbón a bajo precio.

Las presas y los canales eran necesarios para la instalación de ruedas hidráulicas sucesivas cuando el desnivel era mayor de cinco metros. La construcción de grandes presas de contención todavía no era posible; el bajo caudal de agua durante el verano y el otoño, unido a las heladas en invierno, obligaron a sustituir las ruedas hidráulicas por máquinas de vapor en cuanto se pudo disponer de carbón.

La primera central hidroeléctrica se construyó en 1880 en Northumberland, Gran Bretaña. El renacimiento de la energía hidráulica se produjo por el desarrollo del generador eléctrico, seguido del perfeccionamiento de la turbina hidráulica y el debido al aumento de la demanda eléctrica a principios del siglo XX. En 1920 las centrales hidroeléctricas generaban ya una parte importante de la producción total de electricidad. La tecnología de las principales instalaciones se ha mantenido igual durante el siglo XX.

A principios de la década de los noventa, las primeras potencias productoras de hidroelectricidad eran Canadá y Estados Unidos. Canadá obtiene el 60% de su electricidad de centrales hidráulicas. En todo el mundo, la energía eléctrica generada mediante hidroeléctricas representa aproximadamente la cuarta parte de la producción total de electricidad, y su importancia sigue en aumento. Los países en los que constituye fuente de electricidad más importante son Noruega (99%), República Democrática del Congo (97%) y Brasil (96%). La central de Itaipú, en el río Paraná, está situada entre Brasil y Paraguay; se inauguró en 1982 y tienen una de las mayores capacidades generadoras del mundo con 14,000 MW, superada solo por la recién construida presa de las Tres Gargantas en China, sobre el río Yangtsé, cuanta con una capacidad de 22,500 MW. Como referencia la presa Grand Coulee, en estados Unidos, genera unos 6,500 MW y es una de las más grandes. (Fundación ICA, 2004)

Centrales hidroeléctricas

Todas las centrales hidroeléctricas aprovechan la corriente de agua que cae por un desnivel. Se utilizan desniveles naturales del terreno, o bien se hace que el agua caiga desde una presa o dique. Las centrales hidroeléctricas se dividen a grandes rasgos en centrales de baja, mediana y alta presión. El criterio para su clasificación es la altura de embalse o la altura de remanso de agua.

Se pueden distinguir dos tipos de centrales:

- Centrales de baja presión: Son centrales hidráulicas situadas en corrientes de agua con desniveles de caída de 10 metros o superiores y se construyen intercalándolas en los cursos de los ríos o de los canales, Por razones de índoles económica y ecológica el agua se utiliza en su curso natural, siendo embalsada mediante presas. Estas centrales hidroeléctricas pequeñas tienen la desventaja de proporcionar una corriente eléctrica fluctuante, puesto que las variaciones estacionales de las precipitaciones pueden hacer variar el flujo del agua, y por tanto la cantidad de agua disponible.

- Centrales de mediana o alta presión: Son centrales hidroeléctricas de acumulación o de bombeo (desniveles de hasta 100 m). Estas centrales disponen de zonas de embalse en forma de embalses de gran tamaño o zonas enteras de ríos en las que el agua se acumula durante períodos cortos (acumulación diaria) o más prolongados (acumulación anual). Las centrales hidroeléctricas de acumulación se construyen casi siempre en presas de valles, y aprovechan el agua de cursos naturales renovables. Las centrales hidroeléctricas de bombeo, por el contrario, son centrales que en las épocas de superproducción de energía eléctrica bombean el agua hasta un nivel más elevado para volver a transformar la energía potencial generada, en energía eléctrica en horas de pico de carga. Por esta razón, las centrales hidroeléctricas de bombeo no pueden clasificarse en la categoría de plantas que aprovechan energías renovables.



Fuente: www.eby.org.

Figura 3.2, Central Hidroeléctrica Itaipú

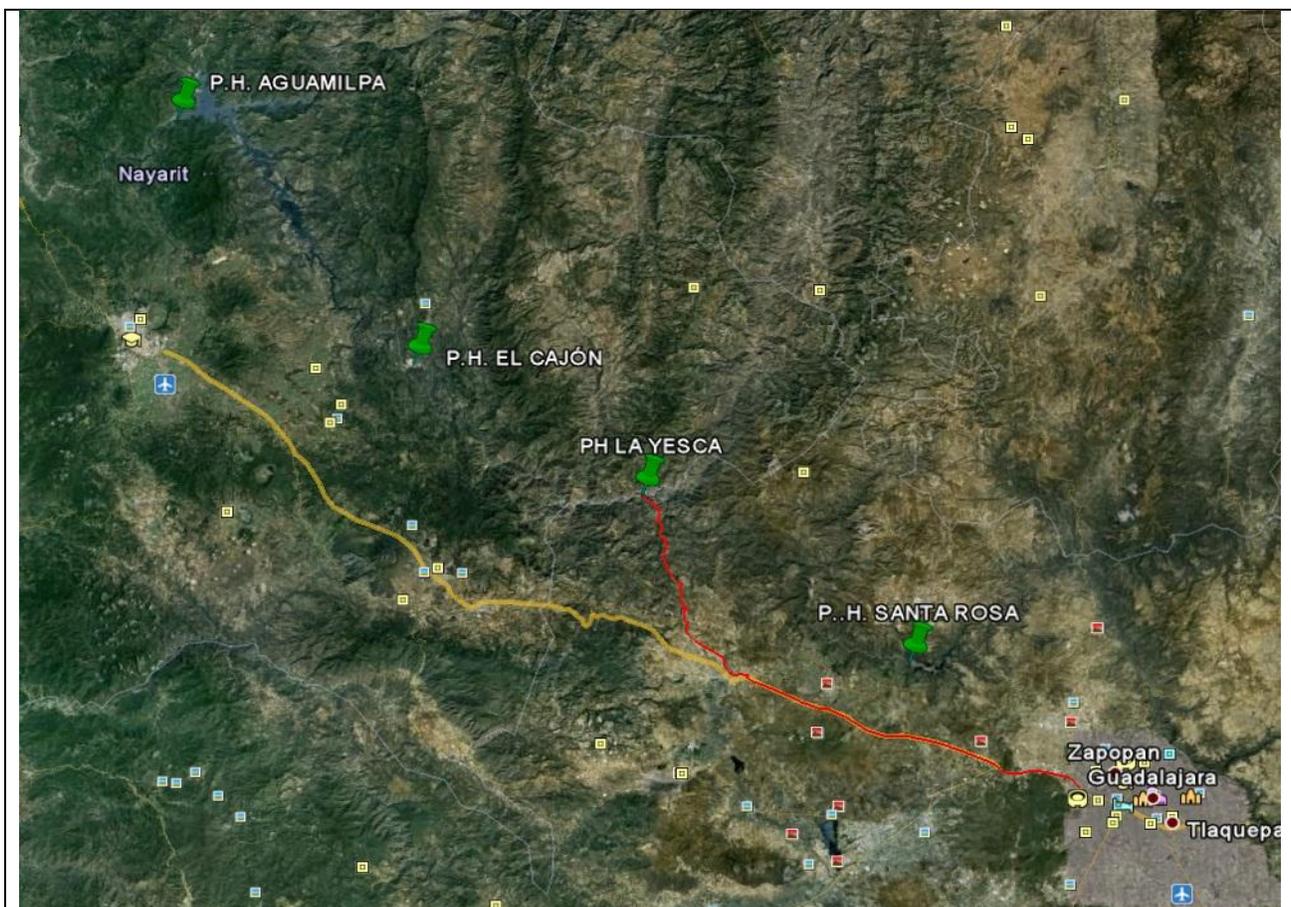
3.3. Proyecto Hidroeléctrico “La Yesca”

El Proyecto Hidroeléctrico, forma parte del Sistema Hidrológico del río Santiago, que comprende a 27 proyectos con un potencial hidroenergético de 4,300 MW, del cual sólo se ha desarrollado el 32% mediante la construcción de seis Centrales. El P.H. La Yesca ocupará el segundo lugar en potencia y el tercer lugar en generación dentro del sistema, después de la Central de Aguamilpa-Solidaridad y de El Cajón.

Los estudios básicos en el sitio demostraron la factibilidad del proyecto y condujeron a la realización de estudios específicos para precisar el conocimiento topográfico, geológico, geotécnico, social y ambiental del área.

Su embalse contribuirá a regular los escurrimientos de su cuenca y beneficiará a las Centrales Hidroeléctricas de El Cajón y Aguamilpa, ya que al recibir su vaso las aportaciones reguladas del río, incrementará su generación firme y se reducirán las probabilidades de derrama por el vertedor. El aprovechamiento permitirá la generación de energía eléctrica mediante dos unidades de 375 MW cada una. (CFE)

3.3.1. Localización



Fuente: www.cfe.gob.

Figura 3.3, Localización del P.H. La Yesca

El P. H. La Yesca, se localiza sobre el río Santiago a 105 km al NW de la Ciudad de Guadalajara y a 22 km al NW de la población de Hostotipaquillo, Jal. Forma parte del límite entre los estados de Nayarit y Jalisco, constituido legalmente por el cauce del río Santiago. La boquilla del P. H. La Yesca se localiza a 90 km, en línea recta, al noroeste de la ciudad de Guadalajara, a 4 km aguas abajo de la confluencia de los ríos Bolaños y Santiago y sobre el cauce de este último; sus coordenadas geográficas son: 21° 11' 49" Norte 104° 06' 21" Oeste.

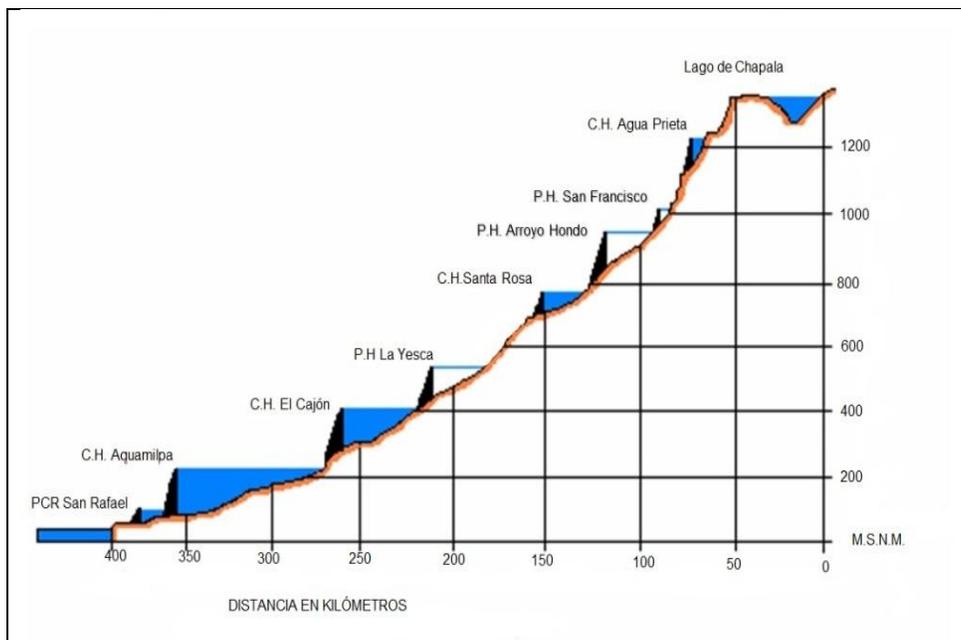
3.3.2. Sistema Hidroeléctrico Santiago

Un sistema escalonado es aquel que tiene diferentes puntos (centrales hidroeléctricas) en operación, aprovechando la misma agua de un río, ver figura 3.4.

Cuadro 3.1, Centrales Hidroeléctricas del río Santiago

Nombre	Nivel	Potencia Instalada MW	Generación Media Anual GWh
C.H. Intermedia	OP	5.32	4.41
C.H. Puente Grande	OP	17.40	12.72
C.H. Colimilla	OP	51.20	40.48
C.H. Las Juntas	OP	15.00	16.90
C.H. Agua Prieta	OP	240.00	462.53
P.H. San Francisco	FA	278.00	609.40
P.H. Arroyo Hondo	FA	133.00	291.50
C.H. Santa Rosa	OP	61.20	195.90
P.H. La Yesca	C	750.00	1 413.00
C.H. El Cajón	OP	750.00	1 228.00
C.H. Aguamilpa	OP	960.00	2 133.00

Fuente: www.cfe.gob.



Fuente: www.cfe.gob.

Figura 3.4, Sistema Escalonado del río Santiago

3.3.3. Descripción del Proyecto

El esquema general del proyecto se describe de la siguiente manera:

Obra de contención de tipo enrocamiento con cara de concreto de 220 m de altura, medidos desde el desplante del plinto hasta el parapeto.

Obra de desvío con 2 túneles de sección portal de 14m de alto en la MI; una pre - ataguía aguas arriba de 36.5m de alto (incluye 5m de gaviones) y ataguía aguas abajo de 22m altura; vertedor a cielo abierto con 6 vanos para compuertas en la zona de control localizado en margen izquierda.

Planta hidroeléctrica subterránea con casa de máquinas en caverna por la MD que aloja 2 unidades turbogeneradoras de 375 MW cada una. (CFE)

Cuadro 3.2, Datos Técnicos del P.H. La Yesca

Tipo	Enrocamiento con cara de concreto
Altura total al desplante	220m
Elevación de la corona	579m
Longitud de corona	628.77m
Área al NAME	33.40 km ²
Elev. al NAME	578,0 msnm
Cap. útil para generación	1 392 Mm ³
Cap. control avenidas	100 Mm ³

Fuente: www.cfe.gob.

3.3.4. Hidrología

- Temperatura máxima promedio en verano 37.5°C durante mayo, y mínima de 12°C en enero.
- Humedad relativa en verano 36.4%, y de 48.6% en invierno.
- Zona climática ambiente: cálido subhúmedo/rural.
- En la zona de las obras, la temporada de lluvias se presenta muy marcada de junio a octubre, y el estiaje entre noviembre y mayo. Durante el invierno se presentan lluvias en un porcentaje ligeramente mayor a 5% de la media anual.
- Presión barométrica 98 kPa.

Cuadro 3.3, Datos Hidrológicos del P.H. La Yesca

Área de la cuenca drenada	51 990 km ²
Volumen de escurrimiento medio anual	3 088.2 hm ³
Volumen de escurrimiento medio mensual	257.35 hm ³
Avenida máxima registrada	191 m ³ / s
Gasto medio anual	97.86 m ³ / s
Gasto medio aprovechable	95.05 m ³ / s

Fuente: www.cfe.gob.

3.3.5. Geología y Geotecnia.

- La geología del sitio es una masa rocosa conformada por unidades de toba lítica (roca extrusiva), ignimbrita (roca ígnea), rodacita (roca extrusiva) y dacita principalmente, esta masa rocosa se ve afectada por un fracturamiento de origen tectónico con orientaciones NW y en menor proporción EW y NE.
- El patrón sísmico predominante en la región es de tipo enjambre y se asocia principalmente con las fosas tectónicas de Tepic-Chapala y Chapala-Colima. Existe conocimiento de la geología del sitio y de las discontinuidades estructurales
- Se han llevado a cabo estudios en los bancos de materiales (aluvión del río y enrocamiento) y realizado una extensa campaña de investigaciones geotécnicas para definir los parámetros de resistencia, deformación y permeabilidad del macizo rocoso.

3.3.6. Generación

La energía eléctrica que produce la central hidroeléctrica se muestra en el cuadro 3.4, el factor de planta es el cociente de la energía real generada por la central entre la energía generada si la central trabajara a la carga neta, en un mismo periodo. Energía firme es la máxima producción esperada de energía eléctrica en condiciones de hidrología seca. Energía secundaria es la producción extra esperada de energía eléctrica en buenas condiciones de operación tomando en cuenta que ya se tiene una energía firme generada. (CFE)

Cuadro 3.4, Datos de Generación del P.H. La Yesca

Factor de planta	0,19
Energía firme	943,00 GWh
Energía secundaria	267,00 GWh
Generación media anual total	1 210,00 GWh

Fuente: www.cfe.gob.

3.3.7. Vaso de almacenamiento

Se le llama así al cuerpo de agua formado por la cortina, dependiendo del nivel de aguas que se posea en el vaso de almacenamiento, se tendrá una cierta capacidad de operación. (CFE)

Cuadro 3.5, Datos del Vaso de Almacenamiento del P.H. La Yesca

Elevación al NAMINO (nivel mínimo de obra)	518 m
Elevación de diseño (corresponde a la carga de diseño de la turbina)	556,49 m
Elevación al NAMO (nivel máximo de obra)	575 m
Elevación al NAME (nivel máximo de estructura)	578 m
Capacidad útil para generación	1 392 Mm ³
Capacidad de control de avenidas	100 Mm ³

Área al NAME (nivel máximo de estructura)	33,40 km ²
Área al NAMO (nivel máximo de obra)	32,50 km ²
Área al NAMINO (nivel mínimo de obra)	17,60 km ²

Fuente: www.cfe.gob.

3.3.8. Obra de desvío

Estas son las obras necesarias que se deben efectuar antes de cualquier otra, ya que permiten desviar el río y resguardar la zona donde se emplazara la construcción, permitiendo un área de trabajo mas adecuada y seca.

Para este proyecto, la obra de desvío consiste en dos túneles (14 mX14 m) localizados en la margen izquierda del río, excavados en roca y revestidos de concreto hidráulico en la plantilla y paredes, además de concreto lanzado en la bóveda. Fueron diseñados para transitar la avenida de diseño de 5,730.60 m³/s y cada uno cuenta con una lumbrera revestida de concreto para alojar y operar los obturadores accionados por malacates estacionarios para el control del flujo de agua.

La obra de desvío se complementa con dos ataguías construidas con materiales graduados. El núcleo impermeable de ambas estará ligado a una pantalla impermeable construida sobre aluvión, hasta la roca del fondo del cauce del río, para evitar filtraciones hacia la zona de construcción de la cortina, garantizando la correcta construcción del núcleo y pantalla impermeables. Para tener las condiciones adecuadas para el desplante del plinto -consistente en mantener seca dicha zona- es conveniente realizar la construcción de las ataguías antes del período de lluvias. (CFE)

Cuadro 3.6, Datos de la Obra de Desvío del P.H. La Yesca

Tipo	Túnel (sección portal)
Número de túneles	2
Sección portal	14 x14 m
Longitud túnel 1	693.35 m
Longitud túnel 2	750.57 m
Gasto máximo de la avenida	7,578 m ³ /s
Gasto máximo de diseño	5,737.78 m ³ /s
Velocidad máxima de descarga	16.40 m ³ /s
Volumen de la avenida	2,250.94 Mm ³
Periodo de retorno (Tr)	100 años

Fuente: www.cfe.gob.

3.3.9. Cortina

Es la barrera artificial que se construye sobre el río para poder crear un embalse de agua, el cual se usará para un posterior aprovechamiento, para el P.H. La Yesca consiste en una cortina de enrocamiento con cara de concreto, cuyo cuerpo se compone de materiales graduados que dan apoyo a la cara de concreto formada con tableros (aproximadamente 15m de ancho y de espesor variable). La cara de concreto se apoya en el plinto que, además de esta función, sirve como plataforma para realizar las inyecciones de consolidación y pantalla impermeable, misma que -junto con un sistema de galerías excavadas en ambas laderas adyacentes al empotramiento de la cortina- formarán el plano de estanqueidad.

La cara de concreto contará con un sistema de sellos y juntas de cobre y PVC que también irán en la junta perimetral plinto-cara de concreto. Estas protecciones garantizarán que las filtraciones sean mínimas. Para medir éstas, se ubicará una galería filtrante al pie de la cortina en la zona aguas abajo, de tal manera que se capten todas las que ocurran por el cuerpo de la presa y se pueda medir el gasto de filtración en cualquier época del año. (CFE)

Cuadro 3.7, Datos de la Cortina del P.H. La Yesca

Tipo	ECC
Elevación de la corona	579 m
Elevación máxima del parapeto	580,50 m
Elevación máxima de terracerías	576 m
Longitud de la corona	628,77 m
Altura total al desplante (incluye parapeto)	220 m
Elevación de desplante	375 m
Altura bordo libre	2,50 m
Ancho de la corona	11 m

Fuente: www.cfe.gob.

3.3.10. Obra de control y excedencias

Esta obra permite desalojar el exceso de agua que se presenta ocasionalmente en forma segura y controlada, a fin de resguardar la integridad de las demás obras y la cortina, esta estructura frecuentemente, representa una parte importante del costo de la presa, pues llega a ser hasta el 60 % del costo total de ella.

Diseñada para un gasto máximo de 15,915 m³/s; inicia en un canal de llamada excavado a cielo abierto en la margen izquierda. Su zona de control está formada por el cimacio (remate de columna en forma de "S") y pilas de concreto reforzado para conformar seis vanos (huecos en los muros), los cuales están equipados con compuertas radiales operadas por servomotores. Y el canal de descarga (de 95m de ancho) es de sección rectangular revestido con concreto reforzado y aireadores en el piso, rematando en una cubeta deflectora tipo salto de ski. (CFE)

Cuadro 3.8, Datos de la Obra de Control y Excedencias del P.H. La Yesca

Obra de control y excedencias	
Tipo	Canal
Gasto máximo de diseño	15 915 m ³ /s
Gasto unitario máximo de descarga	209,86 m ³ /s/ m
Volumen de la avenida de diseño	5 283 hm ³
Periodo de retorno (Tr)	10,000 años
Velocidad máxima en la descarga	40 m/s
Carga sobre la cresta	22 m
Elevación de la cresta	556 m
Longitud total de la cresta	72 m
Carga hidráulica máxima	22,04 m

Fuente: www.cfe.gob.

3.3.11. Obra de Toma

La obra de toma es la estructura hidráulica que alimentará al sistema de generación de energía hidroeléctrica, riego, agua potable, etc. (CFE)

Cuadro 3.9, Datos de la Obra de Toma del P.H. La Yesca

Obra de Toma	
Dimensiones del vano (ancho / alto)	10.05 x 12.78 m
Elevación del canal de llamada	494.26 m
Carga hidráulica máxima (comp. De servicio)	83.68 m
Tubería a Presión	
Tipo	Subterránea revestida de concreto/blindaje de acero
Diámetro interior	7.70 a 5.48 m
Gasto de diseño	250,00 m ³ /s
Casa de Máquinas	
Tipo	Subterránea
Dimensiones (largo/ancho/alto)	22.20 x 103.05 x 50.00 m
Potencia total instalada(generatores)	750,00 MW
Galería de Oscilación	
Tipo	Subterránea
Dimensiones	16.0 x 62.50 m
Turbinas	
Tipo	Francis (eje vertical)
Número de unidades	2
Caída neta máxima	183.67 m
Caída neta mínima	124.73 m
Caída neta de diseño	163.35 m
Potencia máxima	426.13 MW
Potencia mínima	249.06 MW
Potencial nominal (a carga neta)	380.32 MW

de diseño)	
Gasto de diseño	250.00 m ³ /s
Generadores	
Tipo	Síncrono (eje vertical)
Número de unidades	2
Número de fases	3
Capacidad nominal	394.74 MVA
Velocidad nominal	150.00 rpm
Tensión de Generación	17 kV
Número de polos	48
Factor de potencia	0.95
Frecuencia	60 Hz

Fuente: www.cfe.gob.

3.3.12. Descarga de Fondo

La descarga de fondo es la estructura hidráulica encargada de vaciar el embalse por debajo del nivel de la obra de toma, esto en caso de que haya una emergencia y fuese necesario o para dar mantenimiento a la cortina, esta obra nace a raíz de que la falla colapso represento un riesgo mayor en la estructura de la cortina. La descarga de fondo tiene una configuración geométrica de sección portal con sección de 6.50 x 6.50 m y se divide en varias zonas como es zona de atraque en donde la sección mide 12.50 x 12.50 m, la zona de válvulas compuesta por dos válvulas en donde la sección aumenta a 14.00 x 14.50 m y la zona de transición donde se vuelve a la sección tipo de 6.50 x 6.50 m.

3.3.13. Obra de Generación

Se localiza en la margen derecha del río y consiste en una obra realizada de concreto reforzado y rejillas metálicas. La estructura de control cuenta con dos compuertas deslizantes de servicio operadas con servomotores. Su conducción de agua hacia la casa de máquinas se hace mediante dos túneles circulares a presión, hechos de concreto reforzado en su primera parte y posteriormente revestidos con camisa metálica.

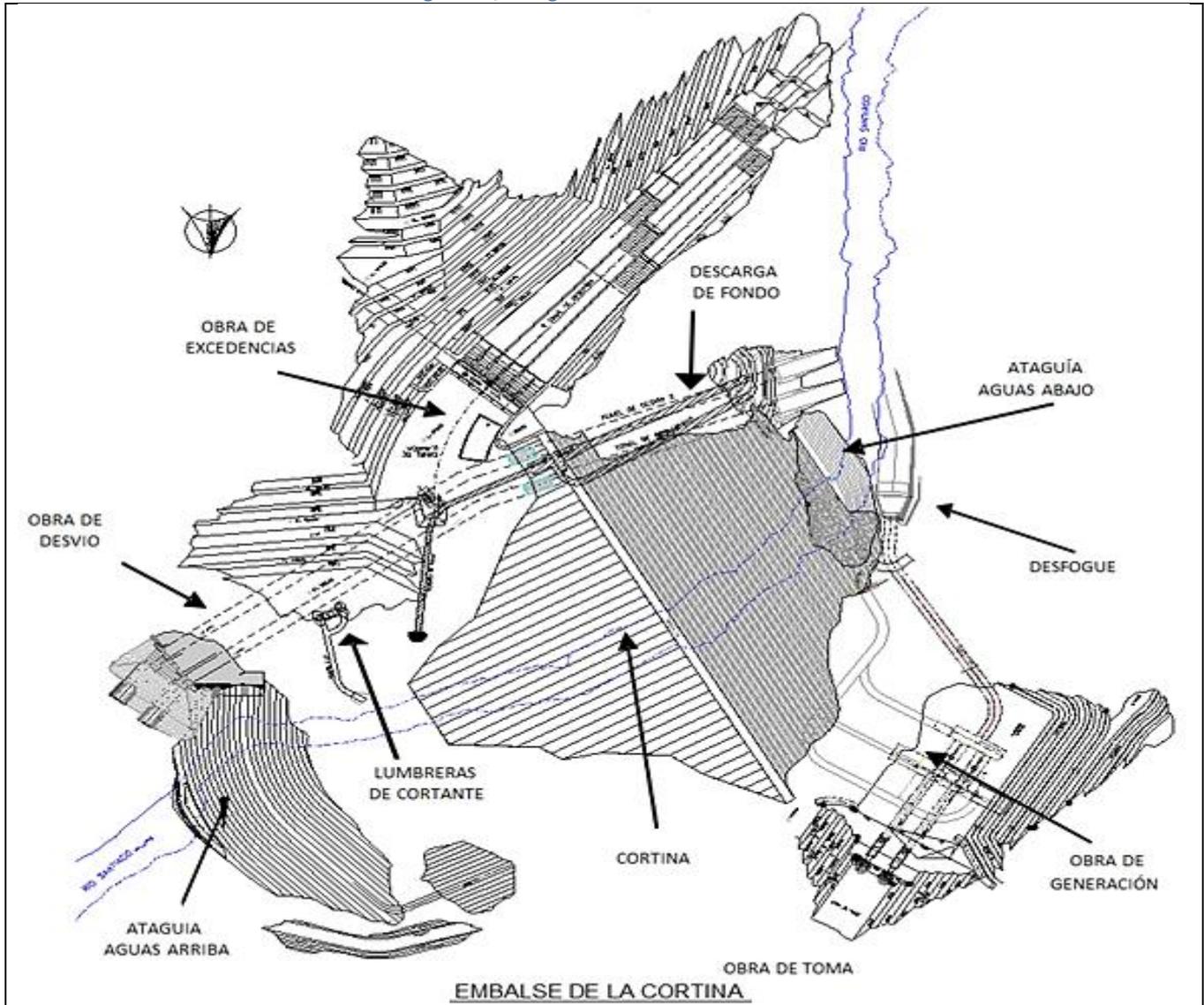
La casa de máquinas es subterránea y su ingreso será por un túnel vehicular. La obra se complementa con la galería de oscilación y el túnel de desfogue, ambos excavados en roca. La subestación se ubicará en una plataforma exterior y contará con blindaje tipo SF6. (CFE)

3.4. Beneficios del proyecto

- 1- Generación media anual total de 1,210 GWh (943 GWh firme y 267 GWh secundaria).
- 2- Incremento en la generación de El Cajón/Aguamilpa (2/9GWh).
- 3- Cambio de energía secundaria a firme en El Cajón/Aguamilpa (118.5/22.7 GWh).
- 4- Permitirá la diversificación de fuentes de energía.
- 5- Creación de 5,000 empleos directos e igual cantidad de indirectos durante su construcción, estimada en 54 meses.
- 6- Construcción del puente Analco, sobre el río Bolaños.

- 7- Restitución y mejora del acceso a La Yesca.
- 8- Importante derrama económica en la región.
- 9- Capacitación de los lugareños en diversas actividades productivas.
- 10- Mejoras sociales en los poblados Mesa de Flores, Hostotipaquillo y La Yesca.
- 11- Mejora en las vías de acceso terrestre de la región.
- 12- Propiciará la actividad pesquera, comercial y turística.
- 13- Interconexión fluvial a lo largo del embalse, mejorando la comunicación de la zona.

Figura 3.5, Arreglo General del P.H. La Yesca



Fuente: www.cfe.gob.

IV – MARCO TEÓRICO

El comportamiento de toda cimentación depende primordialmente de las propiedades mecánicas y físicas que tengan los depósitos de suelo y roca en el lugar, por ello es importante discernir entre los diferentes depósitos de distinta clase, identificar sus constituyentes principales y conocer, como se menciona, sus propiedades físicas y mecánicas.

Un segundo aspecto igualmente importante, son los tipos de cimentaciones comúnmente usados y los métodos de construcción. Aquí, la tradición, la experiencia y la competencia industrial han jugado un papel más importante que la ciencia y parcialmente por esta razón, se considera con acierto que la ingeniería de cimentaciones es un arte.

Bajo la influencia de factores económicos, como los costos relativos de la mano de obra y de los materiales, han surgido algunos tipos de cimentaciones y ciertos procedimientos de construcción que se han generalizado. Aunque las innovaciones y el progreso en el estado del arte no justifican una posición pesimista, las operaciones que se apartan de los métodos comúnmente aceptados deben adoptarse cautelosamente, porque los equipos que no son los ordinarios pueden resultar costosos y los procedimientos a los que no están acostumbrados los trabajadores y sus supervisores, pueden resultar difíciles de llevar a la práctica.

El objeto de una cimentación es proporcionar el medio para que las cargas de la estructura, concentradas en las columnas o en muros se transmitan al terreno produciendo en éste un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos o con asentamientos tolerables, ya sean éstos uniformes o diferenciales.

En toda estructura es necesario distinguir dos partes principales: la superestructura y la subestructura.

La superestructura, en el caso de edificios, es aquella parte de la estructura que está formada por losas, trabes, muros, columnas, etc. La subestructura es la parte de la estructura que sirve para transmitir las cargas de ésta al suelo de cimentación.

4.1. *Definición de Suelo y de Roca*

Los términos roca y suelo, tal como se usan en la ingeniería civil, implican una clara distinción entre dos clases de materiales de cimentación. Se dice que roca es un agregado natural de granos minerales unidos por grandes y permanentes fuerzas de cohesión. Por otra parte, se considera que suelo es un agregado natural de granos minerales, con o sin componentes orgánicos, que pueden separarse por medios mecánicos comunes, tales como la agitación en el agua. En la práctica, no existe diferencia tan simple entre roca y suelo. Aun las rocas más rígidas y fuertes pueden debilitarse al sufrir el proceso de meteorización, y algunos suelos muy endurecidos pueden presentar resistencias comparables a las de la roca meteorizada.

Identificación y clasificación

Para preparar un proyecto de cimentación se debe saber cuáles son los materiales que están presentes y que propiedades poseen, esta información se puede obtener de bibliografía pero

sobre todo de la extracción, examinación y prueba de muestras representativas de los materiales, la examinación de estos datos nos da una idea del estado, disposición y comportamiento probable de los depósitos.

De una manera general, se han encontrado que los suelos, y en menor grado las rocas, pueden clasificarse en grupos dentro de los cuales, las propiedades mecánicas sean algo parecidas. Consecuentemente, la correcta clasificación de los materiales del subsuelo es un paso importante para cualquier trabajo de cimentación, porque proporciona los primeros datos sobre las experiencias que pueden anticiparse durante y después de la construcción. La capacidad para identificar y clasificar rocas y suelos correctamente es, por lo tanto, básica para el análisis de todos los problemas de ingeniería que se refieren a los materiales térreos.

Las muestras deben describirse primero sobre la base de una inspección ocular y de ciertas pruebas sencillas que puedan ejecutarse fácilmente tanto en el campo como en el laboratorio. Después, se pueden realizar pruebas sencillas de laboratorio para comprobar la clasificación original, existen sistemas para la clasificación de suelos, estos permiten hacer una clasificación más precisa, basada en valores numéricos que pueden determinarse fácilmente en el laboratorio.

Para evitar dificultades a la hora de identificar y clasificar, es preferible usar sistemas de clasificación relativamente sencillos, con solamente unas cuantas categorías, a las que pueda asignarse un suelo o roca dados. La información más detallada con respecto a una roca o suelo, puede resumirse mejor indicando los resultados numéricos, conocidos como propiedades características o índice, de ciertas pruebas de materiales, denominadas pruebas de clasificación. Si se eligen correctamente las pruebas de clasificación, los materiales constituidos por suelos o rocas de propiedades características semejantes, probablemente tengan un comportamiento mecánico parecido. Además de su valor para la correlación de la experiencia en la construcción, proporcionan un medio para comprobar la exactitud de la identificación de campo de un material dado. Si el material se ha identificado mal, las propiedades índice indicarán el error y conducirán a una clasificación correcta.

Tipos principales de suelos. Los términos principales que usan los ingenieros civiles para describir suelos son: grava, arena, limo y arcilla. La mayor parte de los suelos naturales se componen de una mezcla de dos o más de estos elementos, y pueden contener por añadidura, material orgánico parcial o completamente descompuesto. A la mezcla se le da el nombre del elemento que parezca tener mayor influencia en su comportamiento y los otros componentes se usan como adjetivos.

A las gravas y a las arenas se les llama suelos de grano grueso, a los limos y las arcillas suelos de grano fino. La distinción radica en que pueden diferenciarse las partículas a simple vista. Los métodos para describir los suelos de grano grueso difieren de los que son apropiados para los de grano fino.

Materiales de grano grueso: Son fragmentos de minerales que pueden identificarse principalmente tomando como base el tamaño de las partículas.

Las partículas que tienen un tamaño mayor de aproximadamente 5 mm se clasifican como grava. Sin embargo, si el diámetro excede de aproximadamente 200 mm, se aplica usualmente el nombre de boleó.

Materiales de grano fino: Los limos inorgánicos, que constituyen la porción gruesa de la fracción microscópica de los suelos, tienen poco a ninguna plasticidad o cohesión. Las variedades menos plásticas que consisten principalmente de granos de cuarzo muy finos y redondeados se llaman polvo de roca. Las variedades más plásticas que contienen una cantidad apreciable de partículas en forma de laminillas se llama limo plástico.

La arcilla está formada por un agregado en que predominan los minerales de tamaño microscópico o submicroscópico en forma de laminillas cristalinas. Se caracteriza por tener las propiedades típicas de los coloides, como son la plasticidad, la cohesión y la facultad de absorber iones. Estas propiedades aparecen en un amplio intervalo de contenido de agua.

La distinción entre limo y arcilla no puede basarse en el tamaño de las partículas, porque las propiedades físicas importantes de los dos materiales están relacionadas sólo indirectamente con dicho tamaño. Además, como ambas son microscópicas, deberán usarse como criterio de identificación en el campo, otras propiedades físicas que no sean el tamaño de las partículas.

La resistencia en estado seco proporciona una base para distinguirlos. Se moldea un pequeño prisma de suelo que se deja secar al aire. Luego se rompe y tomando un fragmento de aproximadamente 3 mm se aprieta entre el pulgar y el índice. El esfuerzo necesario para romper el fragmento proporciona una base para describir su resistencia, va de muy baja a muy alta. Un fragmento de arcilla puede romperse solamente con gran esfuerzo, mientras que uno de limo se rompe fácilmente.

Como los limos son más permeables que las arcillas, la dilatación o prueba de agitado puede usarse también para distinguir los dos materiales. En esta prueba, se toma en la palma de la mano una pequeña porción de suelo y se mezcla con agua hasta que tome una consistencia muy blanda. Luego se golpea el dorso de la mano ligeramente. Si el suelo es limoso, el agua sube rápidamente a su superficie y le da una apariencia brillante y reluciente. Luego, si se deforma la pasta de suelo, en algunos casos exprimiéndola y en otros estirándola, el agua regresa al interior dejando la superficie con una apariencia mate. Usualmente, cuanto mayor sea la proporción de arcilla en la muestra, más lenta será la reacción a la prueba. La plasticidad es una propiedad característica de las arcillas y puede usarse también como base para hacer pruebas sencillas en el campo. A una humedad determinada, un suelo que contiene cantidades apreciables de arcilla puede deformarse y amasarse en la mano sin que se desintegre. Por lo tanto, si puede manipularse una muestra de suelo húmeda entre las manos de la palma y formar con ella cilindros largos y delgados, indudablemente contiene una cantidad apreciable de arcilla. Al perder humedad con una manipulación prolongada, el suelo se aproxima al estado en que deja de ser plástico y se vuelve quebradizo. Precisamente antes de llegar a ese estado, una arcilla muy plástica puede convertirse en cilindros largos y delgados, con un diámetro aproximado de 3 mm, que tiene suficiente resistencia para soportar su propio peso. Por otra parte, un limo rara vez permite formar cilindros tan delgados como de

3 mm sin romperse, notándose una completa falta de resistencia a la tensión, a menos de que contenga pequeñas cantidades de arcilla.

Materia orgánica del suelo: Cantidades muy pequeñas de materia orgánica pueden tener influencia importante en las propiedades físicas de los suelos. La mayor parte de los suelos orgánicos son más débiles y compresibles que los suelos que posean la misma composición mineral, pero que carezcan de materia orgánica. La presencia de una cantidad apreciable de materia orgánica puede reconocerse usualmente por el color de gris oscuro a negro que tiene el suelo y por el olor a vegetación podrida.

El limo orgánico: es un suelo de grano fino, más o menos plástico, que contiene partículas minerales de limo y partículas finamente divididas de materia orgánica. Pueden también estar presentes conchas y fragmentos visibles de materia vegetal parcialmente podrida.

La arcilla orgánica: es un suelo arcilloso que debe algunas de sus propiedades importantes a la presencia de materia orgánica finamente dividida.

Los depósitos de suelos eminentemente orgánicos como la turba, pueden distinguirse por un color que va del pardo oscuro al negro, por la presencia de partículas fibrosas de materia vegetal en un estado variable de descomposición, y por el olor característico a materia orgánica.

4.2. Propiedades Índice de los Suelos

Son resultados cuantitativos que pueden relacionarse a las propiedades físicas, las pruebas necesarias para este objeto se conocen como pruebas de clasificación, y los resultados como propiedades índices de los suelos.

Propiedades de las partículas sólidas:

Tamaño de los granos. La propiedad más importante de los granos en los suelos de grano grueso es su distribución granulométrica, que se determina por medio de un análisis mecánico. Los tamaños de los elementos en granos gruesos pueden determinarse usando un juego de cribas. La malla que se usa más comúnmente en el campo o en el laboratorio es la No. 200 U.S. estándar, en la que la anchura de las mallas es de 0.075 mm. Por esta razón se ha aceptado como la frontera estándar entre los materiales de grano grueso y los de grano fino.

Para determinar la distribución granulométrica de las partículas de cualquier suelo que contenga material de grano fino, deberá usarse el método de análisis mecánico en húmedo. Los métodos de análisis en húmedo se basan en la *ley de Stokes*, que dice que la velocidad a la que cae una partícula esférica a través de un medio líquido es función del diámetro y del peso específico de la partícula.

Los resultados de los análisis mecánicos se presentan usualmente por medio de una curva de distribución granulométrica. El porcentaje 'P' de material más fino que el de un tamaño

determinado se dibuja en el eje de ordenadas, a escala natural, y el diámetro correspondiente de la partícula, ' D_p ', en milímetros, se dibuja en el eje de abscisas, a escala logarítmica. Una gráfica de este tipo tiene la ventaja que los materiales de igual uniformidad se representan por curvas de forma idéntica, sea el suelo de grano grueso o de grano fino. Además, la forma de la curva es una indicación de la granulometría. Los suelos uniformes están representados por líneas casi verticales, y los suelos bien graduados por curvas de forma de S que se extiende a través de varios ciclos de escala logarítmica.

Las características granulométricas de los suelos pueden compararse más cómodamente estudiando ciertos valores deducidos de las curvas de distribución. Los dos más comúnmente usados por los ingenieros se designan como D_{10} , el diámetro efectivo, y $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, el coeficiente de uniformidad. El diámetro efectivo es el diámetro de la partícula correspondiente a $P=10\%$ de la curva granulométrica. Por lo tanto el 10% de las partículas son menores que el diámetro efectivo. Es posible tener un suelo de granulometría discontinua con un coeficiente de uniformidad grande que esté realmente compuesto de dos fracciones uniformes. El coeficiente de curvatura $C_z = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}}$, es un valor que puede usarse para identificar esos suelos como mal graduados. En las gravas bien graduadas $C_u > 4$ y $1 < C_z < 3$. En las arenas bien graduadas $C_u > 6$ y $1 < C_z < 3$.

La propiedad más importante de los granos de los materiales de grano fino de los suelos es la composición mineralógica. Si las partículas del suelo son más pequeñas que 0.002 mm, la influencia de la fuerza de la gravedad en cada partícula es insignificante comparada con las fuerzas eléctricas que actúan en la superficie de la partícula. Un material en el que predomina la influencia de las cargas superficiales se dice que está en estado coloidal. Las partículas coloidales del suelo consisten principalmente en minerales de arcilla, que se originaron de los minerales de las rocas por meteorización, pero que tienen estructuras cristalinas que difieren de los minerales originales.

Relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos.

Lo suelto o lo compactado de una muestra de suelo puede determinarse cuantitativamente en el laboratorio. Los términos porosidad, relación de vacíos y el peso específico relativo de los sólidos se usan comúnmente para definir la densidad de la muestra.

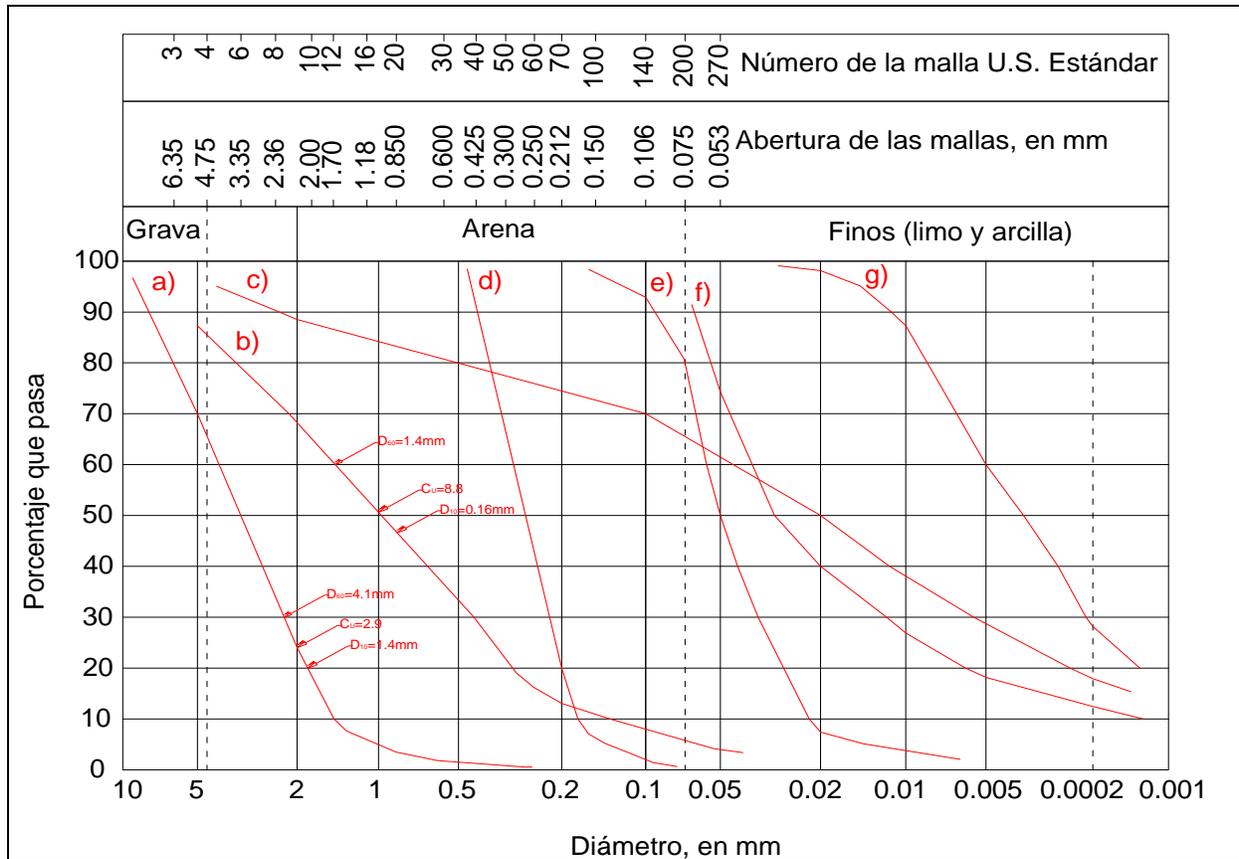
El volumen de sólidos se designa por el símbolo V_a , el volumen de agua por V_w , y el volumen de gas por V_g . Como la relación entre V_a y V_w cambia usualmente con las condiciones del agua en el subsuelo, así como bajo el efecto de las cargas aplicadas, es conveniente designar todo el volumen de vacíos, V_v . Si se designa el volumen total de la muestra por V , entonces *la porosidad* se define con la ecuación:

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (4.1)$$

Usualmente, este valor se expresa como porcentaje. Cuando un suelo se comprime cambian los valores de la ecuación anterior tanto del numerador como del denominador, por lo que es conveniente para determinar los asentamientos, referir el espacio vacío a un denominador

invariable. Por esta razón la cantidad conocida como *relación de vacíos u oquedad*, se define como:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \tag{4.2}$$



Fuente: Crespo, 2008.

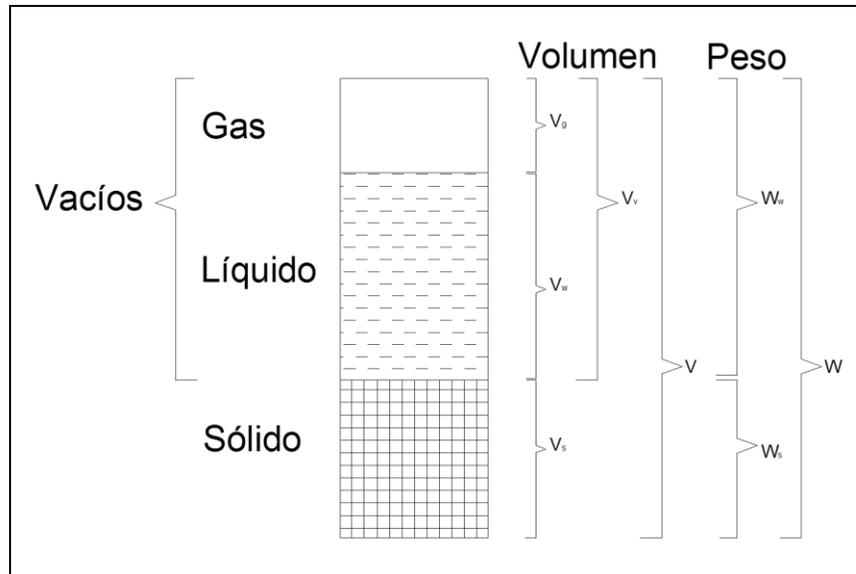
Figura 4.1, Curvas Típicas de Distribución Granulométrica de Algunos Suelos Naturales.

(a) Gravilla. (b) Grava de Río. (c) Morrena. Glacial. (d) Arena. (e) Polvo de Roca Glacial. (f) Limo Arcilloso. (g) Arcilla Limosa

Una de las propiedades índice más importante de los suelos finos es el *contenido de agua o humedad*, w , Se define como:

$$w(\%) = \frac{100(W_w)}{W_s} \tag{4.3}$$

En esta ecuación W_w es el peso del agua y W_s , es el peso de la materia sólida secada en el horno.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.2, Diagrama de una Muestra de Suelo que Ilustra el Significado de los Símbolos Usados

Muchos suelos que se encuentran abajo del nivel del agua freática y algunos suelos finos que están arriba del mismo, se encuentran saturados. Sin embargo, los vacíos de la mayor parte de los suelos que están arriba del nivel del agua freática están llenos en parte de agua y en parte de aire. Incluso algunos suelos sumergidos tienen una proporción importante de aire o de gas. *El grado de saturación* se define como:

$$S_r(\%) = \frac{100V_w}{V_v} \quad (4.4)$$

Por lo tanto, cuando el grado de saturación es de 100 por ciento todo el espacio vacío está lleno de agua.

El *peso por unidad de volumen o peso volumétrico* γ es una de las propiedades físicas más importantes de un suelo. Por ejemplo se usa para poder calcular la presión de tierra o la producida por sobrecargas. Por definición:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (4.5)$$

En la que W es el peso total del suelo incluyendo el agua y V es el volumen total. Si el suelo está completamente saturado, es decir, si $V_g = 0$, su peso volumétrico se designa por γ_{sat} , si el suelo esta secado en el horno su peso se indica como γ_d , llamándose peso volumétrico seco, y se define:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (4.6)$$

En el comportamiento del suelo influye mucho lo suelto o lo compactado de su estructura. Sin embargo, es necesario señalar una diferencia a este respecto entre los suelos de grano grueso sin cohesión y los materiales cohesivos. En una masa de suelo de grano grueso, la

mayor parte de los granos tocan a otros, produciendo contactos de punto a punto, y los esfuerzos que se hagan para compactar la masa pueden reducir la relación de vacíos solamente por el reacomodo de las partículas o por su ruptura. Por otra parte, la densificación de los suelos finos, especialmente de la arcilla, dependen de otros factores como la cohesión y la presencia de películas de agua sobre las superficies de las partículas.

La relación de vacíos o la porosidad de cualquier suelo usualmente no proporcionan de por sí una indicación directa de su comportamiento cuando se carga o cuando se excava. De dos suelos gruesos que tengan la misma relación de vacíos, uno puede estar muy compactado mientras que el otro puede estar suelto. Por lo tanto, la compacidad relativa de un material grueso es más importante que la sola relación de vacíos. La compacidad puede expresarse numéricamente por la *Compacidad Relativa* I_d , que se define como:

$$I_d = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \cdot 1.10 \quad (4.7)$$

En la que $e_{m\acute{a}x}$ es la relación de vacíos del suelo en su estado más suelto; e es la relación de vacíos real; y $e_{m\acute{i}n}$ es la relación de vacíos en el estado más compacto posible. Por tanto, $I_d = 1.0$ para los suelos muy compactos, y 0 para los suelos muy sueltos.

En los suelos que contienen cantidades apreciables de limo o arcilla, la Compacidad Relativa pierde su significado, porque los valores de $e_{m\acute{a}x}$ y de $e_{m\acute{i}n}$ no tienen sentido definido. En muchas operaciones de construcción intervienen estos materiales, las mayores compactaciones se requieren frecuentemente en la construcción de aeropistas y presas altas. Además, los efectos benéficos que resultan al compactar estos suelos han sido demostrados por una larga experiencia. La necesidad de un método para definir el grado de compactación condujo, a principios de la década de los treinta, a la elaboración en California de un método de prueba para la compactación en el laboratorio (Prueba Proctor – 1933).

Los resultados de esta prueba se presentan con curvas de compactación en las que la γ_d para cada determinación, se dibuja contra el valor correspondiente de la humedad de moldeo w . La ordenada del máximo de la curva se designa como peso volumétrico máximo seco $\gamma_{m\acute{a}x}$, o *100% de compactación*, y la abscisa se llama *humedad óptima* w_{opt} .

Estructura y consistencia de los suelos

Estructura primaria y estructura secundaria: La *estructura primaria* se refiere a la forma en que están dispuestos los granos en un suelo. Esta disposición se forma usualmente durante el proceso de sedimentación o de meteorización de la roca. Además, pueden producirse varias discontinuidades después de la deposición o formación del suelo, que constituyen la estructura secundaria del depósito. Corresponden a fenómenos como la formación de sistemas de juntas en las rocas sedimentarias.

La estructura primaria puede describirse como *simple*, *floculenta* o *dispersa*. En la estructura simple cada grano toca varios de sus vecinos, de manera que el conjunto es estable aunque no hubiera fuerzas de adherencia en los puntos de contacto entre granos. El acomodo puede

ser compacto o suelto, y las propiedades del conjunto resultan muy afectadas por la compacidad.

En la estructura floculada, el borde o esquina de una laminilla de arcilla tiende a ser atraída a la cara plana de otra. En consecuencia, las partículas presentan una estructura suelta pero bastante estable que puede mantenerse mientras las cargas eléctricas en los bordes de las placas conserven un signo opuesto a las de las caras. En la estructura dispersa, los bordes, esquinas y caras de las láminas de arcilla tienen cargas eléctricas semejantes. Así, las partículas se repelen entre sí y toman posiciones casi paralelas

Los tipos principales de *estructuras secundarias* los forman las grietas, juntas, superficies de resbalamiento, y concreciones.

Consistencia y sensibilidad: Indudablemente, la propiedad índice más importante de los materiales finos en estado natural es *la consistencia*. La consistencia de los depósitos naturales de los suelos cohesivos se expresa cualitativamente con términos como, *blando, medio, firme y duro*. Cualitativamente, la consistencia de un suelo cohesivo inalterado puede expresarse en función de su *resistencia a la compresión* q_u (determinada en probetas sin confinar).

Límites de Atterberg: Si el contenido de agua de una suspensión espesa de arcilla se reduce gradualmente, la mezcla de arcilla y agua pasa del estado líquido al estado plástico y, finalmente, al estado sólido.

Arriba del *límite líquido* w_L , el sistema de suelo y agua es una suspensión. Abajo del límite líquido y arriba del *límite plástico*, w_P , el sistema de suelo y agua se dice que está en estado plástico. En este estado el suelo puede deformarse o remodelarse sin la formación de grietas y sin que cambie de volumen. La amplitud de variación de la humedad en la cual el sistema se compone como material plástico se llama *intervalo plástico*, y a la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico se le llama *índice de plasticidad* (I_P):

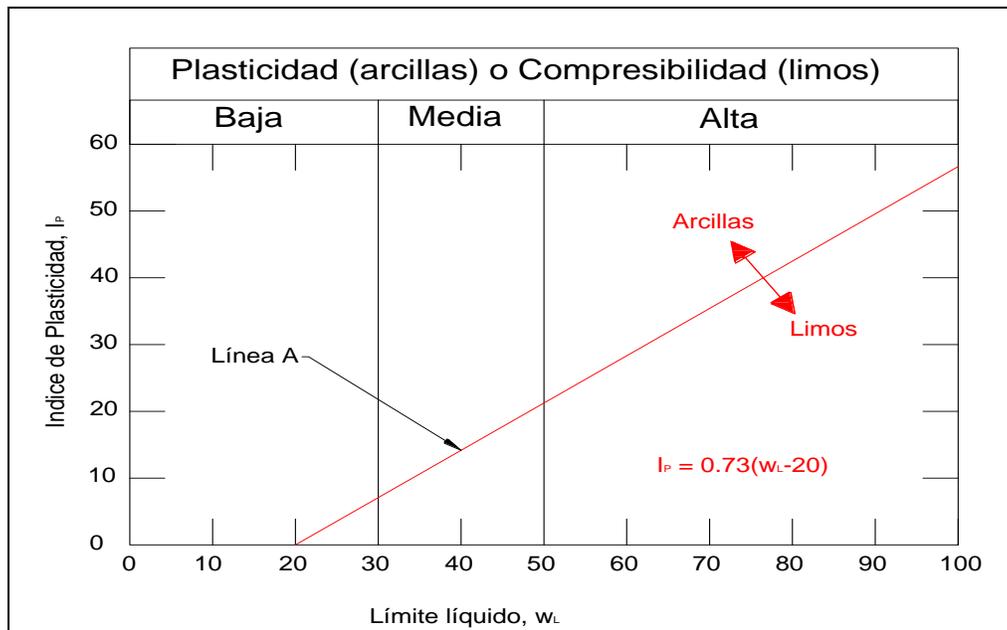
$$I_P = w_L - w_P \quad (4.8)$$

Algo abajo del límite plástico, el sistema de agua y suelo llega al *límite de contracción* w_S . La reducción de la humedad del suelo por secado abajo del límite de contracción no se acompaña de la disminución de volumen; por el contrario, el aire entra en los huecos del sistema y el material se convierte en no saturado.

El límite líquido y el índice de plasticidad constituyen unidos una medida de la plasticidad de un suelo. Los suelos que poseen w_L e I_P de grandes valores se dice que son muy plásticos. A los que tienen bajos valores se les llama ligeramente plásticos. La interpretación de las pruebas de los límites líquido y plástico se facilita usando la carta de plasticidad desarrollada por A. Casagrande. En esta carta, las ordenadas representan valores del índice de plasticidad, y las abscisas, valores del límite líquido. La carta se divide en seis regiones por la línea inclinada A que tiene por ecuación $I_P = 0.73(w_L - 20)$, y las dos líneas verticales $w_L=30$ y $w_L=50$.

Sistema de clasificación de suelos

Como los depósitos de suelos son infinitamente variados, no ha sido posible crear un sistema universal de clasificación de suelos para diferenciarlos en grupos y subgrupos sobre la base de todas sus propiedades índice importantes. Sin embargo, se han ideado sistemas útiles basados en una o dos propiedades características. Algunos de estos sistemas han llegado a generalizarse tanto entre los trabajadores de los diversos campos en los suelos que intervienen los suelos, que es necesario que el ingeniero posea al menos un conocimiento general de los mismos. Al mismo tiempo, es indispensable tener presente que ningún sistema describe adecuadamente ningún suelo para todos los objetos que persigue la ingeniería.



Fuente: Peck, 2009.

Figura 4.3, Carta de Plasticidad (A. Casagrande, 1948)

Sistemas basados en la textura. Como el tamaño de las partículas es probablemente la característica más evidente de un suelo.

El MIT y el Unificado son los sistemas más usados por los especialistas en cimentaciones; el sistema AASHO por los ingenieros en caminos, el sistema Unificado por los ingenieros encargados de presas y aeropistas.

Para clasificar un suelo usando un sistema basado en la granulometría, usualmente se construye la curva granulométrica y se calculan los porcentajes en peso de las partículas contenidas dentro de cada intervalo de tamaño especificado en el sistema.

El sistema unificado fue elaborado por Arthur Casagrande para el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los E.U.A., su objetivo original era servir de ayuda en el proyecto y construcción de aeropistas militares durante la Segunda Guerra Mundial. Después de la segunda guerra mundial fue adoptado con pequeñas modificaciones por el Cuerpo de Ingenieros y por Bureau of Reclamation de los E.U.A. con el nombre de sistema Unificado. En 1969, el sistema

Unificado fue adoptado por el American Society for Testing and Materials (ASTM) como método estándar de clasificación de suelos para obras de la ingeniería.

Sistema de clasificación	Tamaño de los granos, en mm						
	100	10	1	0.1	0.01	0.001	0.0001
U.S. Bureau of Soils, 1890-95	Grava		Arena		Limo	Arcilla	
			1	0.05	0.005		
Atterberg, 1905	Grava		Arena gruesa	Arena fina	Limo	Arcilla	
			2	0.2	0.02	0.002	
MIT, 1931	Grava		Arena		Limo	Arcilla	
			2	0.06	0.002		
U.S. Deps. Agr., 1938	Grava		Arena		Limo	Arcilla	
			2	0.05	0.002		
AASHO, 1970	Grava		Arena		Limo	Arcilla	Coloides
	75		2	0.075	0.002	0.001	
Unificado 1953 ASTM 1967	Grava		Arena		Finos (limo y arcilla)		
	75		4.75	0.075	0.002		

Fuente: Peck, 2009.

Figura 4.4, Comparación de Varios Sistemas Comunes de Clasificación Granulométrica

De acuerdo con el sistema Unificado, los suelos de grano grueso se dividen en:

1. Grava y suelos gravosos; *G*.
2. Arenas y suelos arenosos; *S*.

Las gravas y las arenas se dividen separadamente en cuatro grupos:

1. Bien graduadas, material relativamente limpio; *W*.
2. Material bien graduado con excelente cementante arcilloso; *C*.
3. Mal graduadas, material relativamente limpio; *P*.
4. Materiales gruesos con finos, no comprendidos en los grupos anteriores; *M*.

Los suelos finos se dividen en 3 grupos:

1. Suelos limosos inorgánicos y suelos arenosos muy finos; *M*.
2. Arcillas inorgánicas; *C*.
3. Limos y arcillas orgánicos; *O*.

Cada uno de estos tres grupos de suelo finos se subdivide de acuerdo al límite líquido en:

- a. Suelos finos con límite líquido de 50 o menos; es decir, de baja a mediana compresibilidad; *L*.
- b. Suelos finos con límite líquido mayor que 50; es decir, de elevada compresibilidad; *H*.

Suelos con elevada proporción de materia orgánica, usualmente fibrosos, como la turba y los fangos de muy alta compresibilidad, no se subdividen y se colocan en un grupo; *Pt*.

Los diferentes sistemas basados en la granulometría se basan en las propiedades, ya sea de los mismos granos o del material re-moldeado; y no consideran las propiedades del material tal como se encuentra en la naturaleza. Son estas últimas las que determinan principalmente el comportamiento del suelo durante y después de la construcción. Por lo tanto, ninguno de los sistemas de clasificación puede servir más que como un punto de partida para la adecuada descripción de los suelos, en las condiciones en que se encuentran en el campo. Sin embargo, aun con estas limitaciones, gran parte de la información que se refiere a las características generales de un suelo puede inferirse como consecuencia de una clasificación apropiada.

Además, también puede obtenerse información útil de fuentes que quedan fuera del campo de la ingeniería civil, especialmente la geología y de la pedología.

Descripción y clasificación de las rocas

El comportamiento de los suelos en relación con las cimentaciones se determina principalmente por las características de los mismos y sólo secundariamente por los detalles de todo el depósito como grietas, juntas o superficies de resbalamiento. Por lo tanto, la clasificación de los suelos y la determinación de sus propiedades índice son procesos esenciales de la ingeniería de cimentaciones. Por otra parte, la mayor parte de las rocas intactas tienen resistencias y rigideces mucho mayores que las exigidas en las cimentaciones ordinarias. La conveniencia de una cimentación sobre roca está regida exclusivamente por las discontinuidades, como juntas, planos de sedimentación, zonas de meteorización y de alteración hidrométrica, fallas, y zonas de corte.

Debido a las diferencias inherentes en las características que determinan el comportamiento del suelo y de las masas de roca, un sistema de clasificación de rocas para la ingeniería tiene relativamente menos importancia para las cimentaciones que cuando los materiales son suelos. En realidad, no existe ningún sistema de uso general. Los atributos principales que deben incluirse en una clasificación para la ingeniería de los materiales rocosos son, de acuerdo con Deere (1963), la resistencia y la estructura de la roca. Los términos comúnmente aceptados para la resistencia, se relacionan a la compresión de probetas cilíndricas sin confinar, de roca intacta con alturas iguales al doble de sus diámetros.

Cuadro 4.1, Sistema Unificado de Clasificación de Suelos Bajo el Punto de Vista de la Ingeniería (ASTM)

Divisiones principales		Símbolos del Grupo	Nombres típicos		Criterios para la clasificación			
Suelos de partículas gruesas más del 50% es retenido en la malla No. 200	Gravas, 50% o más de la fracción gruesa se retiene en la malla No. 4	Gravas limpias	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos.	Clasificación según el porcentaje de finos	$C_u = D_{60}/D_{10}$ Mayor que 4 $C_z = (D_{30})^2/(D_{10} \cdot D_{60})$ Entre 1 y 3		
			GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos.				
		Gravas con finos	GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo.		No satisfacen ambos criterios para GW Los límites de Atterberg quedan debajo de la línea "A", o el índice plástico es menor que 7. Los límites de Atterberg quedan arriba de las líneas "A" y el índice plástico es mayor que 7.	Los límites de Atterberg que quedan en el área sombreada son clasificaciones indeterminadas que requieren el uso de símbolos dobles.	
			GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla.				
	Arenas, más del 50% de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	Arenas limpias	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos.				$C_u = D_{60}/D_{10}$ Mayor que 6 $C_z = (D_{30})^2/(D_{10} \cdot D_{60})$ Entre 1 y 3
			SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos.				
		Arenas con finos	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.		No satisfacen ambos criterios para SW Los límites de Atterberg quedan debajo de la línea "A", o el índice plástico es menor que 7. Los límites de Atterberg quedan arriba de las líneas "A" y el índice plástico es mayor que 7.	Los límites de Atterberg que quedan en el área sombreada son clasificaciones indeterminadas que requieren el uso de símbolos dobles.	
			SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.				
	Suelos de Grano Fino 50% o más pasa la malla No. 200	Limos y arcillas, con Límite Líquido de 50% o menor.	ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.				
			CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas dobles.				
			OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.				
		Limos y arcillas, con Límite Líquido mayor de 50%.	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos.				
CH			Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.					
OH			Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.					
Suelos con elevadas proporción de materia orgánica			Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos.	Identificación visual o manual			

Fuente: Peck, 2009.

Clasificando las rocas por su estructura, pueden dividirse en cuatro categorías: *entrelazadas*, *cementadas*, *laminadas* y *foliadas*. Las rocas de estructura entrelazada constan usualmente de cristales entretrejidos que conforman una masa bastante homogénea de propiedades semejantes en todas direcciones. En las rocas cementadas, los granos o partículas se han unido entre sí por precipitados químicos transportados usualmente por el agua subterránea en movimiento, es también probable que esas rocas tengan propiedades bastantes parecidas en todas las direcciones. Las rocas laminadas tienen propiedades intensamente direccionales, como resultado de una sedimentación en capas delgadas. Las rocas foliadas acusan también propiedades eminentemente direccionales, debido a la orientación paralela de los minerales aplanados.

Como algo práctico, los ingenieros generalmente entienden y usan sistemas elaborados por geólogos. Aunque no se adaptan idealmente a las necesidades del especialista en cimentaciones, le permiten usar la abundante literatura geológica. Además, sugiere bastante información respecto a las propiedades correspondientes que interesan a la ingeniería.

Cuadro 4.2, Clasificación de Rocas

<i>Magnitud de la Resistencia</i>	<i>Resistencia a la compresión simple en kg/cm²</i>
Muy elevada	Mayor de 2250
Elevada	de 1125 a 2250
Media	de 565 a 1125
Baja	de 280 a 565
Muy baja	Menor de 280

Fuente: Peck, 2009.

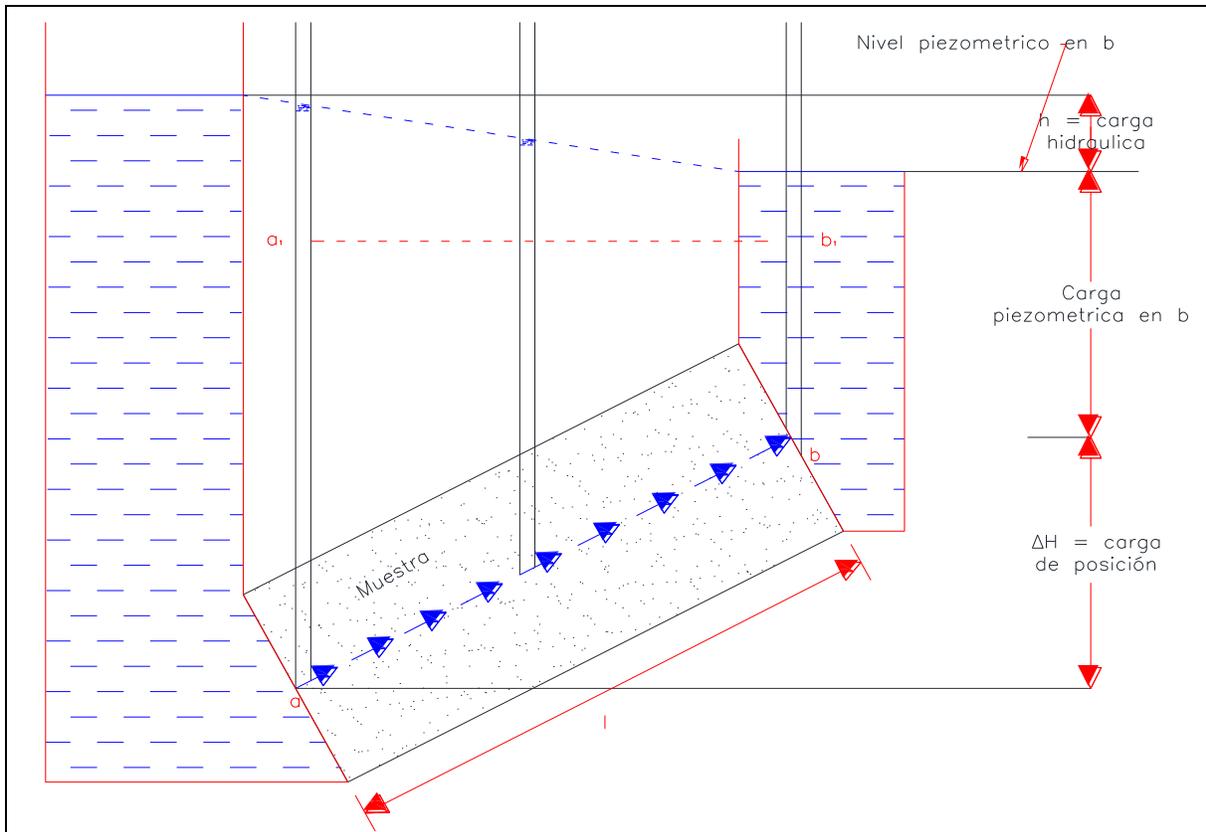
La principal clasificación geológica de los materiales rocosos se basa en la litología, que es un término que se refiere a la mineralogía, textura y estructura de la roca.

4.3. Propiedades Hidráulicas de los Suelos

Definiendo, se dice que un material es permeable, cuando contiene huecos o intersticios continuos. Todos los suelos y todas las rocas satisfacen esta condición. Sin embargo, hay grandes diferencias en el grado de permeabilidad de los diferentes materiales térreos. La cantidad de agua que pasa a través de una roca densa puede ser tan pequeña que puede pasar inadvertida, porque la evaporación evita que se acumule en la cara expuesta; sin embargo, el paso del agua a través de este material puede producir presiones de infiltración entre los granos minerales, que pueden ser tan grandes como las que ejercen en materiales más permeables, que estén bajo el efecto de una carga hidráulica.

De la figura 4.4, los puntos *a* y *b* representan los extremos de la trayectoria a lo largo de la cual pasa el agua a través de una muestra de tierra. En cada extremo se ha instalado un tubo vertical, (*tubo piezométrico*), éste permite la observación del nivel de agua en estos puntos. El nivel del agua en el tubo *b* se conoce como *nivel piezométrico* en *b*, la distancia vertical desde ese nivel al punto *b*, es la *carga piezométrica* en *b*. La distancia vertical entre *a* y *b* representa la *carga de posición*, ΔH , en *b* con respecto a *a*. Si el nivel piezométrico en *a*, es igual al nivel piezométrico en *b*, el sistema está en reposo, y cualquiera que sea la magnitud de ΔH , no habrá ninguna corriente de *a* hacia *b*. El agua correrá solamente si existe una diferencia en los niveles piezométricos de *a* y *b*. A esta diferencia se le llama *carga hidráulica h*, o *diferencia del nivel piezométrico* entre *a* y *b*. En la figura, los puntos *a*₁ y *b*₁, están a la misma elevación.

En las condiciones representadas, la presión en *a*₁, excede la de *b*₁, en una cantidad igual al peso específico del agua, multiplicado por la diferencia de nivel piezométrico. Esta cantidad, $\gamma_w h$, se denomina *presión en exceso de la hidrostática* en *b* con respecto a *a* y se designa con el símbolo *u*. Esta presión es la que hace mover el agua de *a* a *b*. La relación.



Fuente: Crespo, 2008.

Figura 4.5, Diagrama que ilustra la Carga Hidráulica, Carga Piezométrica y Carga de Posición

$$i_p = \gamma_w(h/l) = u/l \quad (4.9)$$

Se conoce como *gradiente de presión* de a a b, y la relación.

$$i = i_p/\gamma_w = h/l \quad (4.10)$$

Se define como el *gradiente hidráulico* entre a y b. Es un numero adimensional.

El flujo del agua a través de las sustancias permeables está gobernado por la relación empírica.

$$v = ki \quad (4.11)$$

Enunciada por primera vez por H. Darcy en 1856. En esta expresión, v es la *velocidad de descarga*, definida como la cantidad de agua que se filtra en la unidad de tiempo, a través del área unitaria de una sección transversal recta respecto a la dirección de la corriente; i es el gradiente hidráulico; y k es un coeficiente que se conoce con el nombre de *coeficiente de permeabilidad*. El valor de k , que contiene las unidades de velocidad, depende principalmente de las características de la sustancia permeable, pero también es función del peso volumétrico y de la viscosidad del líquido.

La falta de relaciones sencillas y generales entre el coeficiente de permeabilidad y los resultados de las pruebas de clasificación, conducen frecuentemente a la necesidad de ejecutar pruebas de permeabilidad, ya sea en el campo o en el laboratorio. Las pruebas de permeabilidad en las muestras de suelo se hacen usualmente con un permeámetro de carga variable o con uno de carga constante. El de carga constante da resultados seguros en materiales muy permeables como las arenas y gravas limpias. El valor de k se calcula por medio de la ecuación.

$$k = QL/hAt \quad (4.12)$$

En la que Q es el volumen de agua de descarga; L la longitud de la muestra en la dirección del flujo; A el área de la sección transversal de la muestra; h la carga hidráulica y t el tiempo. Todas estas cantidades se miden en la prueba.

El permeámetro de carga variable es más adecuado para probar materiales de baja permeabilidad. El valor de k puede calcularse con las cantidades medidas durante la prueba, por medio de la ecuación.

$$k = 2.3 \frac{aL}{At} \log \frac{h_0}{h_1} \quad (4.13)$$

En esta ecuación, a es el área de la sección transversal del tubo de descarga, L es la longitud de la muestra, A es el área de la sección transversal de la muestra, t es el tiempo, y h_0 , h_1 son las cargas hidráulicas original y final, respectivamente.

Presión efectiva y presión de poro

El esfuerzo total que obra en cualquier punto de una sección de suelo saturado o de roca, puede dividirse en dos partes. Una de ellas, llamada *presión intersticial*, *presión de poro* o *esfuerzo neutro* u_w actúa en el agua y en el sólido con igual intensidad y en todas direcciones. La otra parte conocida como esfuerzo efectivo p' , representa el exceso sobre el esfuerzo neutro, y actúa exclusivamente entre los puntos de contacto de los componentes sólidos. Es decir,

$$p = p' + u_w \quad (4.14)$$

La experiencia ha demostrado que solamente los esfuerzos efectivos pueden inducir cambios en el volumen de la masa de un suelo. De la misma manera, solamente los esfuerzos efectivos pueden producir resistencia friccionante en los suelos y rocas, a este enunciado se le conoce como *principio de los esfuerzos efectivos* (Terzaghi. 1936).

En la figura 4.6 se muestra un recipiente parcialmente lleno de material granular y completamente lleno de agua. El fondo del recipiente está conectado a un depósito, por medio de un tubo flexible. En la parte a de la figura, el nivel del agua en el depósito es el mismo que en el recipiente, de manera que no hay ningún flujo. En el plano ab , a la profundidad $(H_1 + z)$ la presión vertical es:

$$p = H_1\gamma_w + z\gamma_{sat} \quad (4.15)$$

Donde γ_w es el peso volumétrico del agua y γ_{sat} el del suelo saturado. Puesto que p depende del peso del suelo y el agua suprayacentes, se denomina *presión total*. Incluye al esfuerzo efectivo p' y a la presión de poro u_w .

El agua sobre el plano ab tiene continuidad en los vacíos del suelo dentro de la altura z y es una masa continua en la profundidad H_1 . Por lo tanto, según las leyes de la hidráulica, la presión de poro u_w en ab será:

$$u_w = (H_1 + z)\gamma_w \quad (4.16)$$

La presión efectiva p' es entonces

$$p' = p - u_w = H_1\gamma_w + z\gamma_{sat} - (H_1 + z)\gamma_w \quad (4.17)$$

ó

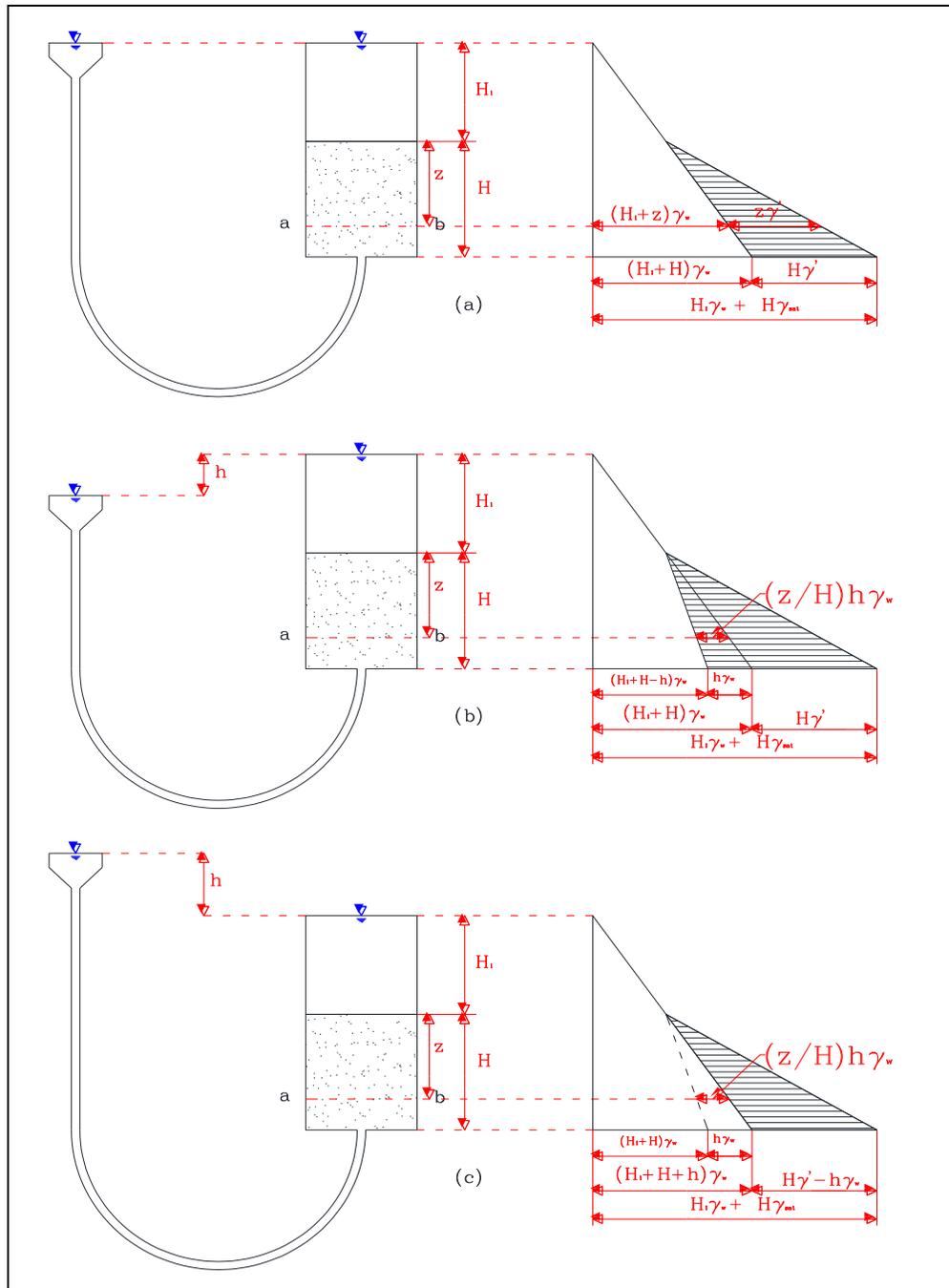
$$p' = z(\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (4.18)$$

La cantidad $\gamma_{sat} - \gamma_w$ se conoce como *peso volumétrico del suelo sumergido*, γ' por lo tanto para las condiciones de la figura en la parte a .

$$p' = z\gamma' \quad (4.19)$$

Así, la presión efectiva es independiente de la profundidad H_1 del agua arriba del suelo o roca sumergidos.

En las condiciones a de la figura no hay flujo de agua a través de los vacíos. En el diagrama de presiones que está a la derecha de la figura, el cambio de anchura del área sin sombrear representa la variación de la presión en el agua con la profundidad, y el área sombreada representa la distribución de la presión efectiva. Si el nivel del agua en el depósito es diferente del que tiene en el recipiente, entonces se producirá un flujo, y las condiciones son semejantes a las ilustradas en la parte b o c , por lo tanto la ecuación $p' = z\gamma'$ ya no es válida.



Fuente: Crespo, 2008.

Figura 4.6, Diagrama de Presión Rfectiva y Presion de Poro

4.4. Características de la Consolidación de los Suelos

Las características esfuerzo – deformación de un suelo o de una roca, determinan el asentamiento que una estructura dada puede experimentar. En algunos casos, también puede servir como una indicación de las dificultades de construcción que pueden surgir durante la excavación dentro las masas de suelo.

Las relaciones entre la presión vertical, el asentamiento y el tiempo, se investigaran en el laboratorio por medio de una prueba de *compresión confinada*, llamada también prueba edométrica o de *consolidación edométrica*.

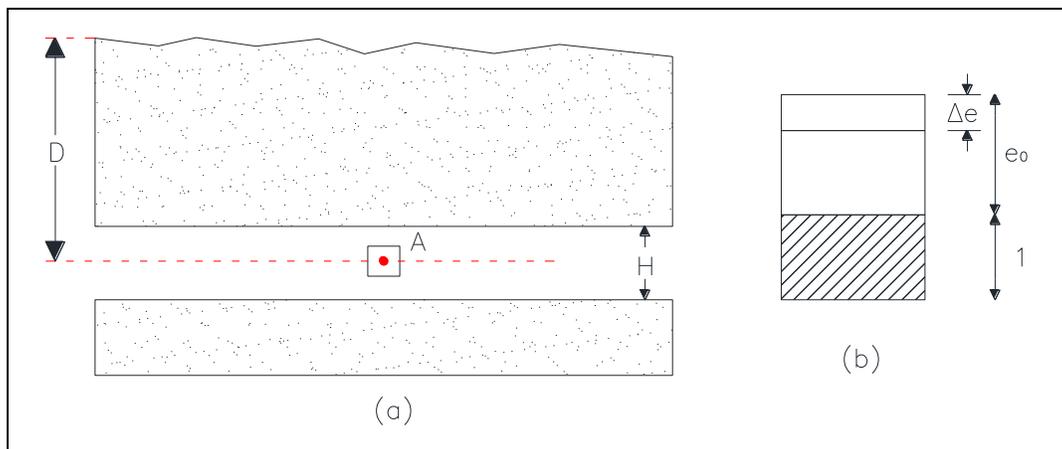
En la figura 4.7 se muestra una sección transversal de un manto de arcilla de espesor H , quedando la mitad de su espesor situado a la profundidad D , debajo de la superficie original del terreno. La presión efectiva original en el punto A es igual a p_0 , y el aumento de presión es Δp . La relación de vacíos inicial de la arcilla, es e_0 .

La parte b de la figura 4.7, muestra un elemento prismático que contiene al punto A . Puede suponerse que el elemento consiste de materia sólida, que tiene una altura igual a la unidad y un volumen de vacíos con una altura adicional equivalente a e_0 . La altura total del elemento es, por lo tanto, $1 + e_0$.

Si la relación de vacíos disminuye una cantidad Δe debido a la consolidación, la deformación unitaria del elemento es $\Delta e / (1 + e_0)$. Suponiendo que esta deformación unitaria es constante en todo el espesor del estrato de arcilla, la disminución de espesor del manto, o el asentamiento S arriba del punto A , lo da la ecuación:

$$S = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \tag{4.20}$$

Esta ecuación es general y puede usarse para calcular el asentamiento, siempre que se conozcan la relación de vacíos inicial y su cambio.



Fuente: Crespo, 2008.

Figura 4.7, a) Sección a Través de un Manto de Arcilla Compresible, b) Compresión de un Elemento del Manto

Las arcillas son tan impermeables que el agua se atrapa en sus poros. Cuando se aplica un incremento de carga, el agua intersticial no puede escapar inmediatamente. Como las partículas de arcilla tienden a juntarse entre sí, se desarrolla presión en el agua de los poros, de la misma manera que se produce en el aceite que llena un gato hidráulico, cuando se le coloca un peso en el pistón. Esta presión tiende a expulsar el líquido. Al principio el líquido sale con rapidez, pero al continuar el proceso, la presión disminuye y la velocidad de salida del agua también lo hace. Al obligarse a salir el agua de la muestra, las partículas del suelo

pueden aproximarse más entre sí. Por lo tanto, la superficie de la probeta sufre un asentamiento. El asentamiento que era rápido al principio, disminuye hasta ser muy lento.

4.5. *Relación entre Esfuerzo, Deformación y Resistencia de los Suelos*

En la mayor parte de los problemas que se presentan al especialista en cimentaciones ocurren deformaciones tanto laterales como verticales y tiene lugar flujo de agua tanto vertical como lateral. Además, el ingeniero necesita investigar el grado en el que su estructura grava la resistencia del material de cimentación. Por lo tanto, debe valorar no solamente las relaciones entre esfuerzos y deformaciones, sino también las condiciones bajo las que el suelo puede fallar.

Las relaciones esfuerzo – deformación en los suelos y en las rocas son usualmente demasiado complejas para presentarlas por constantes como el módulo de elasticidad y la relación de Poisson. Las curvas esfuerzo deformación, comúnmente no presentan un comportamiento lineal, y ni siquiera son independientes de la historia de los esfuerzos. La configuración de las curvas y las resistencias máximas de los materiales dependen de la presión lateral.

Aun cuando en el caso de la mayor parte de los problemas prácticos de rutina no pueden considerarse las diversas complejidades con precisión, el conocimiento del comportamiento del suelo y la roca bajo varias condiciones bien definidas, permite la elaboración de procedimientos prácticos para diseñar y predecir el funcionamiento de los cimientos reales.

Comportamiento al corte de masas granulares idealizadas

Los suelos disminuyen de volumen cuando se sujetan a una presión que los rodea completamente. Cuando se someten a esfuerzos cortantes, se distorsionan; si la distorsión es suficientemente grande, las partículas se resbalan entre sí, y se dice que el suelo falla al corte. Como la mayor parte de los suelos puede soportar solamente esfuerzos de tensión en las masas de suelos y, consecuentemente, la mayor parte de las fallas se producen bajo esfuerzo cortante. Por lo tanto, conocer las características de esfuerzos cortantes de los suelos es un prerrequisito para la solución de muchos problemas en el campo de las cimentaciones.

Un arreglo inicialmente suelto de partículas resistentes se hace más compacto durante la deformación bajo corte, mientras que uno inicialmente más compacto, se hace más suelto. Este comportamiento es una característica fundamental de todos los granos más o menos equidimensionales suficientemente resistente para no romperse. Las arenas y las gravas se aproximan mucho a este comportamiento. Por razones completamente diferentes, las arcillas blandas tienden a disminuir de volumen durante el corte, mientras que las arcillas duras tienden a expandirse. Por lo tanto, el comportamiento de las arcillas es, en este sentido, análogo al de las arenas.

El esfuerzo – deformación de los suelos reales puede investigarse mediante pruebas de corte directo, sin embargo, puede obtenerse mejor control de varias condiciones de la prueba, ejecutando la llamada prueba de compresión triaxial.

En una prueba triaxial, se sujeta una provea cilíndrica a una presión hidrostática de confinamiento y, además, a una presión axial que puede variarse independientemente de la presión de confinamiento.

Como el líquido no aplica esfuerzos cortantes en la periferia de la muestra, las presiones que obran en planos verticales del espécimen son esfuerzos principales. Debido a la simetría, todas estas presiones son iguales y se designan como p_3 . El esfuerzo vertical sobre planos horizontales es también un esfuerzo principal, que se designa por p_1 . El esfuerzo p_1 puede también considerarse como $p_3 + \Delta p$, donde Δp se llama *diferencia de esfuerzos*. Como Δp es usualmente positiva en las pruebas triaxiales de rutina, p_1 es el esfuerzo principal mayor y p_3 el menor. La curva esfuerzo deformación relaciona la diferencia de esfuerzo Δp y la deformación axial unitaria ε .

En cualquier etapa de la prueba puede calcularse el esfuerzo normal p y el esfuerzo cortante t sobre cualquier plano que forme un ángulo α con el plano sobre el cual actúa el esfuerzo principal mayor, de acuerdo con los principios de equilibrio, con las ecuaciones:

$$p = \frac{1}{2}(p_1 + p_3) + \frac{1}{2}(p_1 - p_3) \cos 2\alpha \quad (4.21)$$

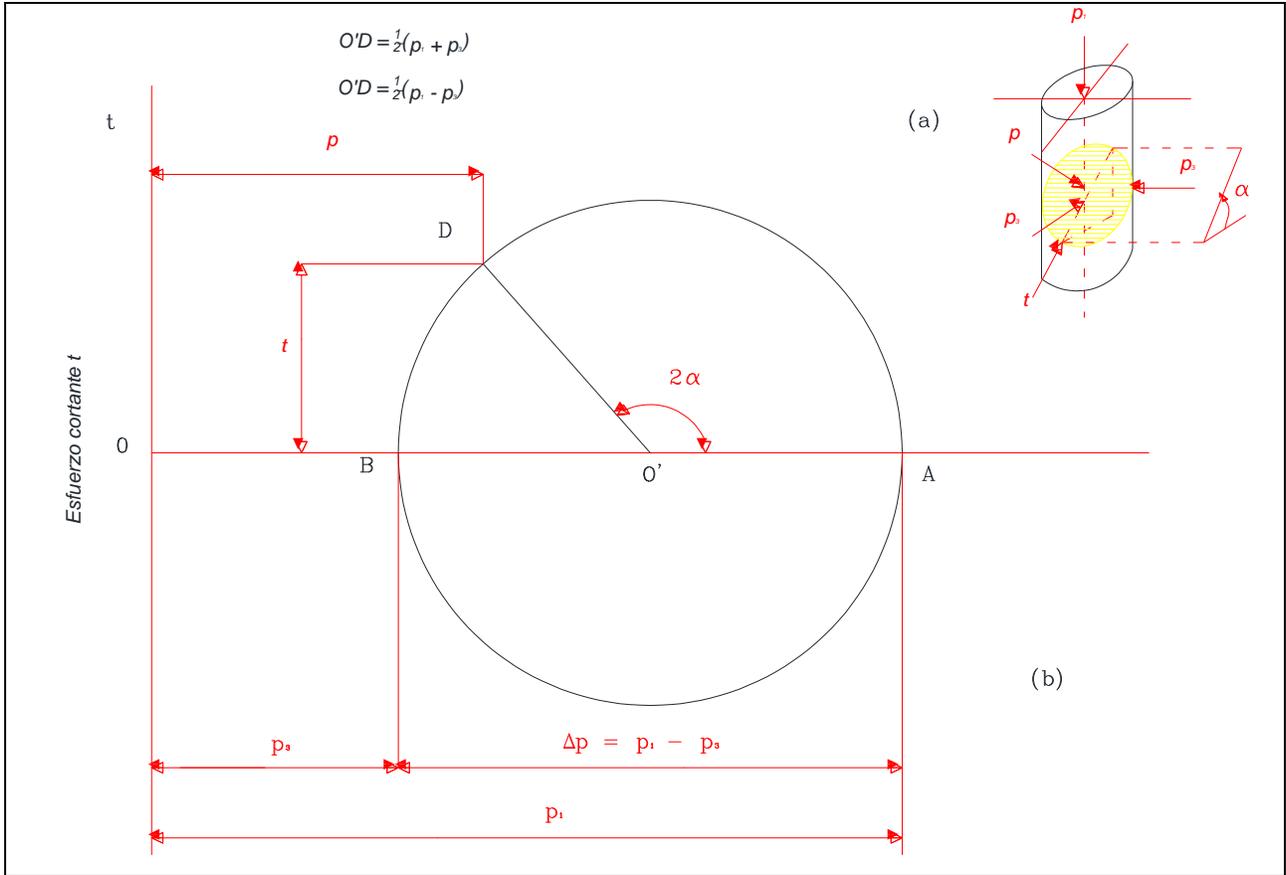
$$t = \frac{1}{2}(p_1 - p_3) \sin 2\alpha \quad (4.22)$$

Estas ecuaciones representan puntos en un círculo en un sistema de coordenadas rectangulares, en la que el eje horizontal sea el de los esfuerzos cortantes. Este círculo se llama *círculo de esfuerzos*.

Cada punto, como el D (figura 4.8), del círculo de esfuerzos representa el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante actuantes en un plano particular inclinado un ángulo α .

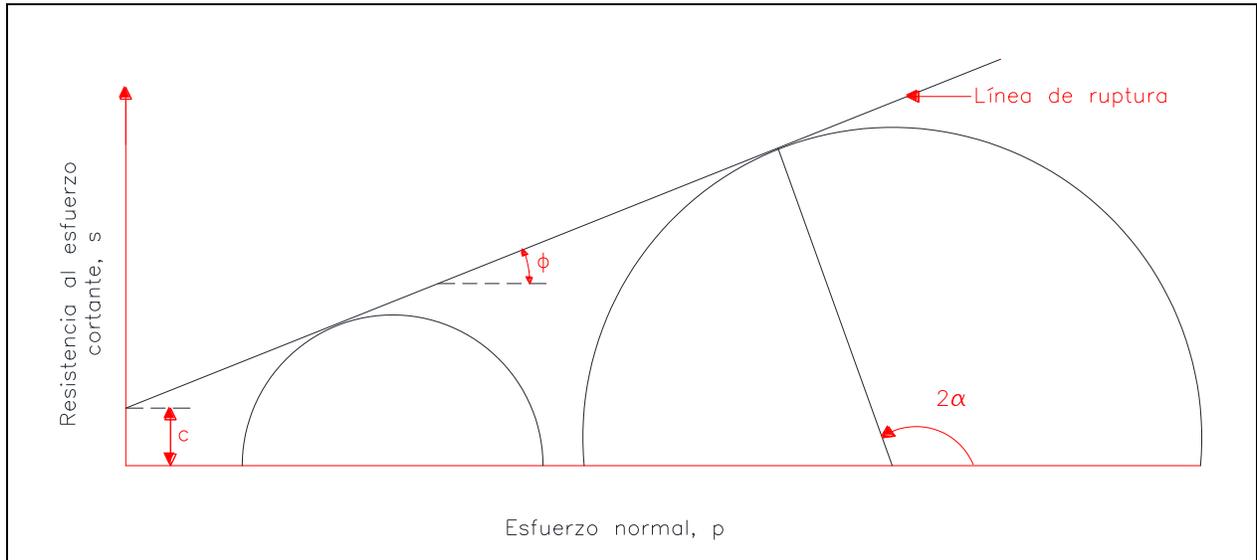
La resistencia al esfuerzo cortante del suelo no se mide directamente por medio de pruebas triaxiales, sino que se deben determinarse por medio de cálculos empleando los esfuerzos principales observados p_1 y p_3 . La manera más fácil de hacer el cálculo es emplear el círculo de esfuerzos de Mohr. Si los esfuerzos principales p_1 y p_3 corresponden a un estado de falla en el espécimen, cuando menos un punto del círculo de esfuerzos debe representar una combinación de esfuerzo normal y de corte que causen la falla en algún plano de dicho espécimen. Además, si se conocen las coordenadas de ese punto, puede determinarse la inclinación del plano en el que se produjo la falla, si se conoce el ángulo α .

Si se ejecuta una serie de pruebas con diferentes valores de p_3 y se construye el círculo de esfuerzos correspondiente a la falla para cada una de las pruebas, cuando menos un punto en cada círculo debe representar los esfuerzos normal y de corte asociados a la falla.



Fuente: Peck, 2009.

Figura 4.8, a) Esfuerzos en Espécimen Probado en la Cámara Triaxial e Inclinación α del Plano de Falla con la Horizontal, b) Círculo de Esfuerzos de Mohr



Fuente: Peck, 2009.

Figura 4.9, Diagrama de Ruptura de Mohr

A la envolvente se le conoce con el nombre de *línea de ruptura* para el material dado, bajo las condiciones específicas de la serie de pruebas. Para los materiales en general, la línea de ruptura puede ser curva, y puede tener intersección en c con el eje de los esfuerzos cortantes.

Como todos los valores de la resistencia al corte t , correspondientes a la línea de ruptura representan la falla, se designan como valores de la resistencia al esfuerzo cortante; y el eje vertical se llama eje de la resistencia al esfuerzo cortante. Si se considera recta la línea de ruptura, puede representarse por:

$$S = c + p \tan \phi \quad (4.23)$$

4.6. Tipo de Cimentaciones

Zapatas

Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro, que tienen por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo. Las zapatas que soportan una sola columna se llaman *individuales* o *zapatas aisladas*. La zapata que se construye debajo de un muro se llama *zapata corrida* o *zapata continua*. Si una zapata soporta varias columnas se llama *zapata combinada*. Una forma especial de la zapata combinada que se usa comúnmente es el caso de que una de las columnas soporte un muro exterior es la *zapata en voladizo*.

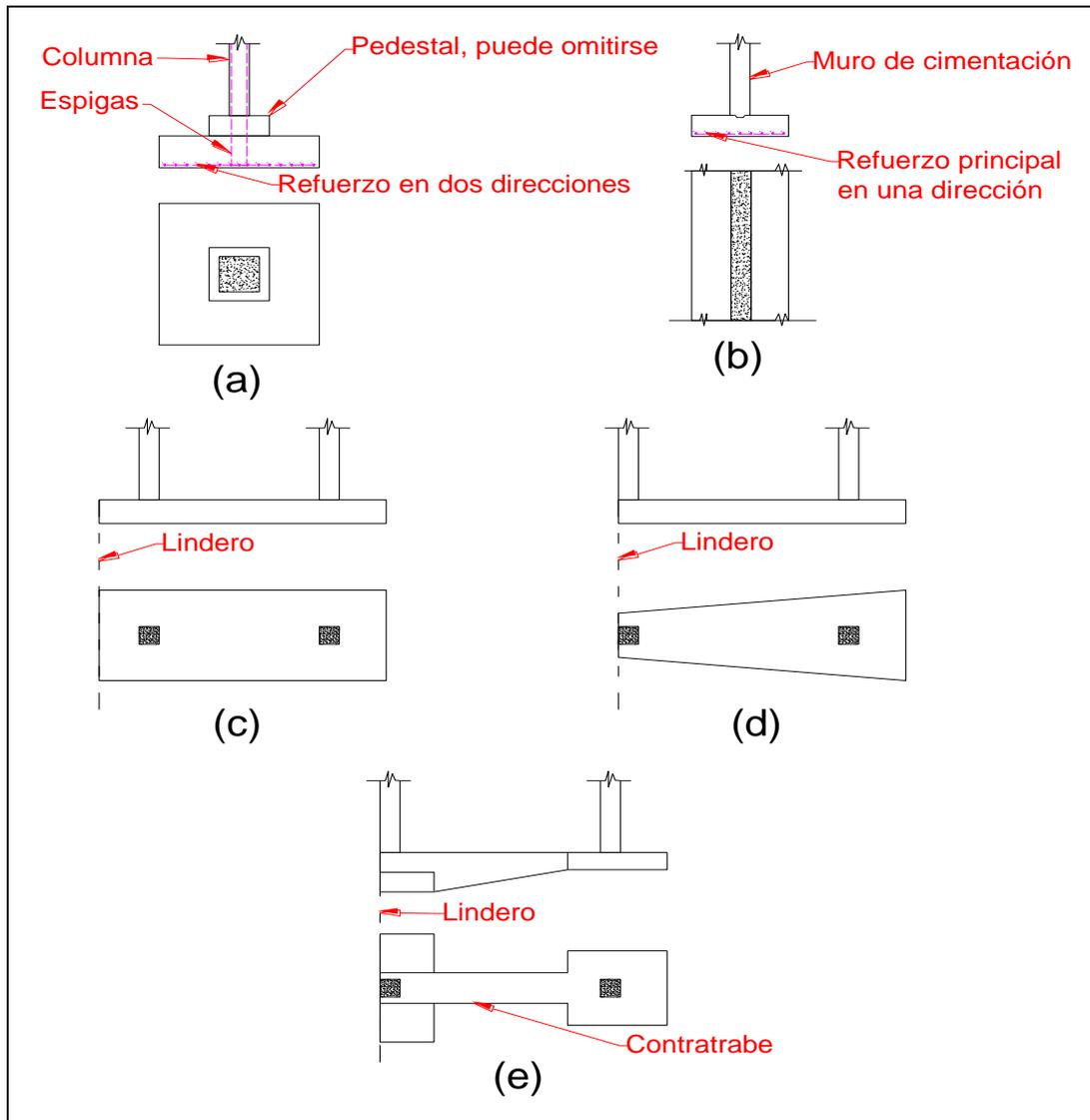
Losas de cimentación

Una *losa de cimentación* es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y columnas. Cuando las cargas del edificio son tan pesadas o la presión admisible en el suelo es tan pequeña que las zapatas individuales van a cubrir más de la mitad del área del edificio, es probable que la losa corrida sea más económica que las zapatas.

Ordinariamente, las losas de cimentación se proyectan como losas de concreto planas y sin nervaduras. Las cargas que obran hacia abajo sobre la losa son las de las columnas individuales o las de los muros. Si el centro de gravedad de las cargas coincide con el centroide de la losa, se considera que la carga hacia arriba es una presión uniforme igual a la suma de las cargas hacia abajo dividida por el área de la propia losa. No se considera el peso de ésta en el proyecto estructural, porque se supone que lo soporta directamente el suelo. Como en este método de análisis no se consideran los momentos y fuerzas cortantes producidas por los asentamientos diferenciales, se acostumbra reforzar la losa más que lo que se requiere de acuerdo con el análisis.

Las losas de cimentación se usan también para reducir el asentamiento de las estructuras situadas sobre depósitos muy compresibles. Bajo estas condiciones, la profundidad a la que

está desplantada la losa se hace a veces tan grande, que el peso de la estructura más el de la losa está completamente compensado por el peso del suelo excavado. Entonces, el asentamiento de la estructura sería casi insignificante. Cuando resulta impracticable hacer una compensación total, puede colocarse una losa menos profunda, si el aumento neto en la carga es suficientemente pequeño como para producir asentamientos tolerables.



Fuente: Crespo, 2008.

Figura 4.10, Tipos de Zapatas, a) Zapata Individual para Columna, b) Zapata para Muro, c) y d) Zapatas Combinadas, e) Zapata en Cantiliver

Si las cargas de las columnas no están más o menos uniformemente distribuidas, o si el subsuelo es tal que puedan producirse grandes asentamientos diferenciales, las losas grandes pueden reforzarse para evitar deformaciones excesivas. Esta forma de refuerzo se hace usando muros divisorios como nervaduras de las vigas T conectadas a la cimentación, construyendo una cimentación celular o de marcos rígidos, o, en algunos casos, utilizando la

rigidez de una superestructura de concreto reforzada. Cuanto mayor sea la losa, tanto más costosos resultan estos procedimientos; frecuentemente son preferibles las cimentaciones de pilotes o de pilas.

Cimentaciones piloteadas

Cuando el suelo situado al nivel en que se desplantaría normalmente una zapata o una losa de cimentación, es demasiado débil o compresible para proporcionar un soporte adecuado, las cargas se transmiten a material más adecuado a mayor profundidad por medio de *pilotes* o *pilas*. La diferencia entre estos elementos es algo arbitraria. Los pilotes son miembros estructurales con un área de sección transversal pequeña, comparada con su longitud, y usualmente se instalan utilizando una piloteadora que tiene un martinete o un vibrador. A menudo se hincan en grupos o en filas, conteniendo cada uno suficientes pilotes para soportar la carga de una sola columna o muro. Las pilas, por otra parte, tienen usualmente una sección transversal mayor, siendo cada una de ellas capaz de transmitir toda la carga de una sola columna al estrato de apoyo.

Las columnas con poca carga pueden, en algunos casos, necesitar un solo pilote. Sin embargo, ya que en las condiciones del trabajo de campo, la posición real de un pilote puede quedar varios centímetros de la posición proyectada, difícilmente pueden evitarse las cargas excéntricas. En consecuencia, las cabezas de pilotes aislados usualmente se arriostran en dos direcciones por medio de contratraveses. Si sólo se necesitan dos pilas, las cabezas se unen con un cabezal de concreto, siendo arriostradas solamente en una dirección, perpendicular a la línea que une los dos pilotes. Los grupos que contienen tres o más pilotes están provistos de cabezales de concreto reforzado y se consideran estables sin apoyarlos en contratraveses.

Tipos de pilotes

Los pilotes se construyen en una gran variedad de tamaños, formas, y materiales para adaptarse a muchos requisitos especiales, incluyendo la competencia económica, pueden estudiarse desde el punto de vista de los principales materiales de que están hechos. Que incluyen la madera, el concreto y el acero.

Pilotes de madera: Bajo muchas circunstancias proporcionan cimentaciones seguras y económicas. Su longitud está limitada por la altura de los árboles disponibles; son comunes los pilotes de longitudes de 12 a 18 m, en tanto que longitudes mayores no pueden obtenerse económicamente en todas las regiones.

Los pilotes de madera no pueden soportar los esfuerzos debidos a un fuerte hincado, en ocasiones necesarios para penetrar mantos muy resistentes. Los pilotes de madera no pueden hincarse en suelos de elevada resistencia sin sufrir daño; por lo tanto rara vez se usan

para cargas mayores de 30 toneladas; en muchas localidades la carga de trabajo está restringida a 25 toneladas o menos.

Aunque los pilotes de madera pueden durar indefinidamente cuando están rodeados permanentemente por un suelo saturado, están sujetos a pudrirse arriba de la zona de saturación. En algunas localidades pueden dañarse o destruirse por insectos como las termitas. Los pilotes de madera en aguas estancadas o saladas también están sujetos al ataque por varios organismos marinos como el *teredo* y la *limnoria*.

Pilotes de concreto: Pueden dividirse en dos categorías principales, *colados en el lugar y precolados*. Los colados en el lugar pueden subdividirse en pilotes *con y sin ademe*.

El concreto de un pilote con ademe se cuela dentro de un molde, que usualmente consiste en un forro de metal o tubo delgado que se deja en el terreno. El forro puede ser tan delgado que su resistencia se desprecia al evaluar la capacidad estructural del pilote, pero, sin embargo, debe tener la resistencia suficiente para que no sufra colapso bajo la presión del terreno que lo rodea antes de que se llene con concreto.

Al elegir entre la gran variedad de pilotes colados en el lugar, el ingeniero necesita tener un conocimiento detallado, sobre las características y dimensiones de los pilotes disponibles, y una actitud escéptica hacia todas las operaciones realizadas en condiciones en las cuales no es posible hacer una inspección directa. Ese conocimiento puede obtenerse parcialmente de los propios contratistas de pilotes.

Como la mayor parte de las variantes de los pilotes de concreto pueden hincarse hasta alcanzar una alta resistencia sin daño, usualmente es posible asignarles mayores cargas admisibles que a los pilotes de madera. Bajo condiciones ordinarias, no están sujetos a deterioro y pueden usarse arriba del nivel del agua freática. Las sales en el agua de mar y la humedad marina, atacan el refuerzo en los pilotes a través de las grietas en el concreto; al formarse el óxido, el concreto se desconcha. La mejor protección contra ellos es usar un concreto que sea denso y de alta calidad.

Pilotes de acero: Se utilizan mucho como pilotes los tubos de acero, que usualmente se llenen de concreto después de hincados, y los perfiles de acero en H cuando las condiciones requieren un hincado violento, longitudes desusadamente grandes, o elevadas cargas de trabajo por pilote.

Cuadro 4.3, Cargas en Pilotes Hincados

Variación Ordinaria de las Cargas de Trabajo en Pilotes Hincados ^a	
<i>Tipo</i>	<i>Carga (t)</i>
De madera (con punta de 20.3 cm de diámetro)	10-25
De concreto precolados o preesforzados:	
de 25 cm de diámetro	15-55
de 45 cm cuadrados	60-180
De tubo de acero, lleno de concreto hincados sin mandril:	
de tubo de 27.3 x 0.477 cm	25-45
de tubo de 27.3 x 0.635 cm	35-60
de tubo de 32.4 x 0.635 cm	45-70
de tubo de 35.6 x 0.792 cm	55-80
de tubo de 40.06 x 0.953 cm	25-45
Monotubo de calibre 7	
De tubo de acero o forro, llenos de concreto hincados con mandril ^b :	
Raymond cónicos escalonados con punta de 26 cm	25-45
Raymond cónicos escalonados con punta de 30.8 cm	35-65
Corrugados de 30.5 cm, calibre 16 tubo de 25.4 cm x 0,318 cm	25-55
De acero de sección en H ^c :	
HP 10 x 42	45-70
HP 12 x 53	45-90
HP 14 x 89	90-150
HP 14 x 117	130-180

Fuente: Crespo, 2008.

^a Pueden excederse las cargas máximas indicadas si hay endurecimiento después que ha sido hincado a una resistencia correspondiente al valor tabulado.

^b El uso del mandril permite hincar estos pilotes a una resistencia suficientemente grande para garantizar cargas de trabajo basadas en toda la capacidad estructural del pilote..

^c Cuando se hincan con un martillo adecuado, a la resistencia determinada por la sección en H pueden sujetarse a esfuerzos hasta de 900kg/cm² bajo cargas de trabajo.

Los perfiles de acero en H penetran en el terreno más fácilmente que otros tipos, en parte porque desalojan relativamente poco material. En consecuencia se usan frecuentemente para alcanzar un estrato de gran capacidad de carga a gran profundidad. Si el hincado es difícil, y

especialmente si el material superior contiene obstrucciones o gravas gruesas, es probable que los patines se dañen y los pilotes se tuerzan o se doblen.

Los pilotes de acero están sujetos a la corrosión. El deterioro es usualmente insignificante, si todo el pilote está enterrado en una formación natural, pero puede ser intenso en algunos rellenos debido al oxígeno atrapado. Además, puede esperarse un ataque intenso entre los niveles de las mareas del agua del mar, el pilote queda sujeto al ataque de las sales. Los recubrimientos epóxicos son efectivos y no se dañan con facilidad con el hincado. Asimismo una buena protección es recubrir las zonas vulnerables con concreto.

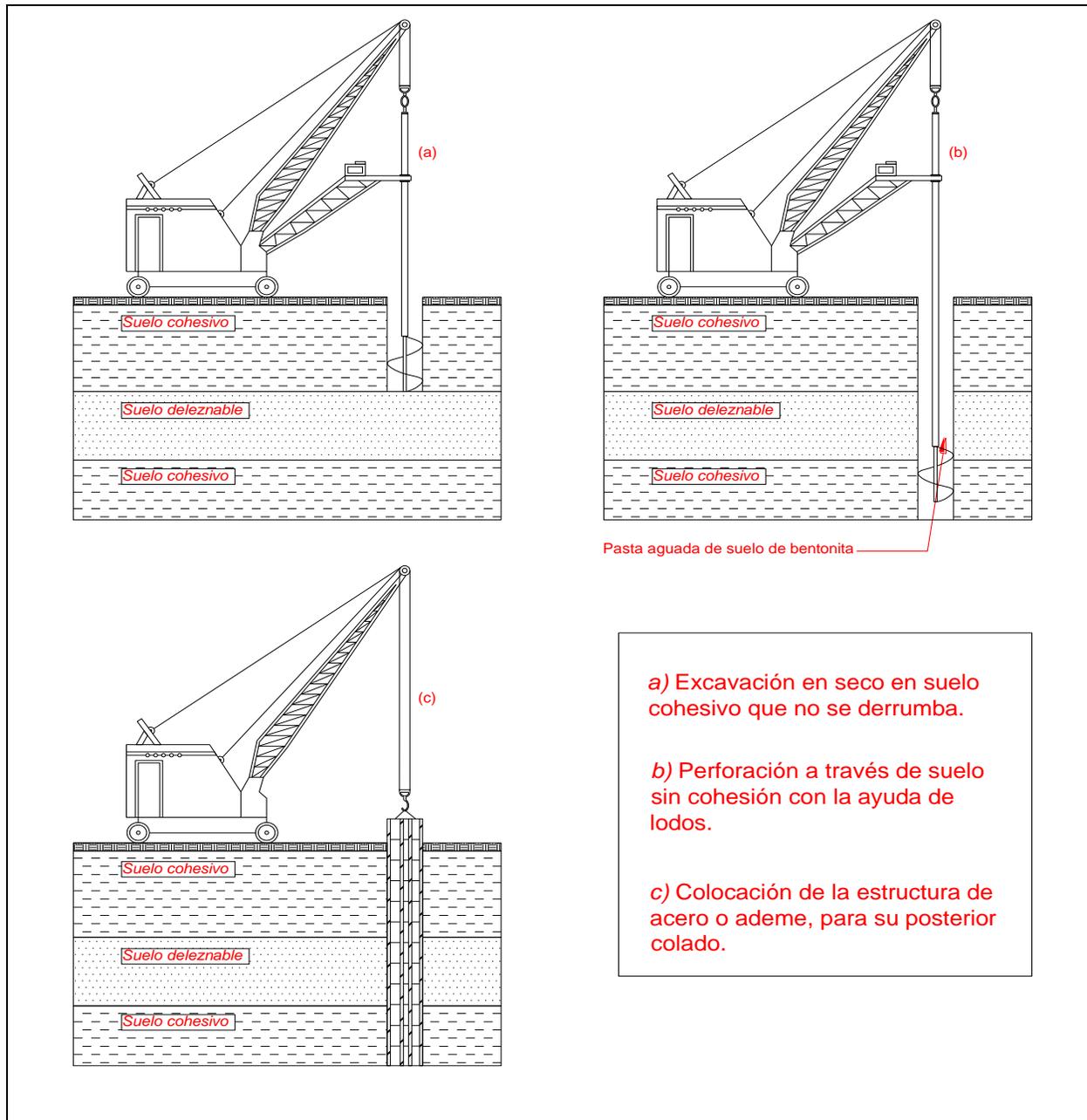
La elección final del tipo de pilote para una obra la dictan las condiciones del subsuelo, las características de hincado de los pilotes, el probable comportamiento de la cimentación, y la economía. Las comparaciones económicas deben basarse en el costo de toda la cimentación y no únicamente en el costo de los pilotes.

Pilas de cimentación

Una *pila* es un miembro estructural subterráneo que tiene la función que cumple una zapata, es decir, transmitir la carga a un estrato capaz de soportarla, sin peligro de que falle ni de que sufra un asentamiento excesivo. Sin embargo en contraste con la zapata la relación de la profundidad de la cimentación al ancho de la base de las pilas es usualmente mayor que cuatro, mientras que para las zapatas, esta relación es comúnmente menor que la unidad.

Los métodos para construir pilas se dividen en dos grupos principales. En uno, se escava un agujero hasta el nivel de desplante de la cimentación y se construye la pila dentro del mismo. Usualmente, los lados de la excavación deben ademarse y apuntalarse para evitar derrumbamiento. Estas perforaciones se dicen *ademadas* o *entubadas*, lo que depende de que ademe se forme con forros metálicos cilíndricos o sea tableros o de tablestacas. Algunas veces, se estabiliza la perforación por medio de un líquido espeso en vez de ademe como el lodo bentónico.

El otro método para construir pilas es utilizando cajones. Los cajones son cajas o cilindros que se hincan hasta su posición y constituyen la parte exterior de la pila de cimentación terminada. Para facilitar el hincado, el borde inferior del cajón está provisto de una cuchilla. El material que está dentro del cajón se extrae por dragado a través de la abertura en su extremo superior.



Fuente: Peck, 2009.

Figura 4.11, Etapas en la Construcción de una Pila

4.7. Capacidad de Carga

Para una determinada estructura es indispensable apegarse al Reglamento de Obras Públicas de la localidad, porque de lo contrario se pueden crear problemas innecesarios. Las cargas que gravitan sobre una estructura se dividen en *cargas muertas*, *cargas vivas permanentes* y *cargas vivas accidentales*.

Las cargas muertas son aquellas que forman parte de la estructura, las cargas vivas son aquellas que gravitan sobre la estructura sin ser parte de la misma. Las cargas vivas permanentes son las que actúan de modo continuo o casi continuo, como muebles y personas, mientras que, las cargas vivas accidentales son aquellas que actúan en forma irregular, como la acción del viento o los sismos.

Cargas muertas

La determinación del peso muerto de cada elemento de la superestructura, tales como losas, trabes, vigas, escaleras y columnas, no presentan ninguna dificultad, ya que sólo involucra el conocimiento del volumen de cada elemento y su multiplicación por el peso volumétrico del material con el cual está hecho.

Buena práctica ingenieril es obtener de cada lugar los pesos volumétricos de los materiales más en uso, que con toda seguridad deben tener las Oficinas de Obras Públicas Municipales respectivas.

Cargas vivas permanentes

En cuanto las cargas vivas permanentes, los valores anotados en los Reglamentos de las Oficinas de las Obras Públicas Municipales generalmente están en función del tipo de edificación.

Cargas vivas accidentales

Viento

La presión del viento se supone actúa horizontalmente (P_H) con la intensidad que fije el Reglamento del lugar. Usualmente en la República los valores oscilan entre 70 y 100 kg/m². Para determinar la presión normal (P_N) en kg/m² sobre techos inclinados se aplica la fórmula de Duchemín:

$$P_N = P_H \frac{2\text{sen}\alpha}{1+\text{sen}^2\alpha} \quad (4.24)$$

α = ángulo que la superficie de cubierta forma con la horizontal.

$P_H = 0.0062V^2$, donde V = velocidad del viento en km/hr y P_H es la presión horizontal en kg/m².

El valor mínimo que se admitirá para P_N será de 40 kg/m². Si α es menor de 5°, la fuerza del viento se toma como si ella fuera horizontal. En ningún caso el momento de volteo ocasionado por el viento excederá del 70% del momento de estabilidad de una estructura tomando en cuenta únicamente las cargas muertas.

Sismo

Para prevenir en lo posible, los daños que causan los sismos se seguirán las siguientes reglas:

- a) Las uniones entre los diferentes elementos de una estructura deben calcularse de manera que resistan tanto como los elementos que ligan.
- b) Cada estructura deberá construirse de tal manera que durante un temblor oscile como una sola unidad.

Al solicitar el permiso para la construcción de una estructura, ésta se clasificará, para los efectos del sismo, en los tipos siguientes:

- Tipo I. Lo constituyen aquellas construcciones de las que depende la seguridad de las poblaciones.
- Tipo II. Pertenecen a este tipo las construcciones para lugares de reunión, o de cualquier otra clase, que la fallar pongan en peligro la vida de gran número de personas.
- Tipo III. Se agrupan en este tipo las construcciones de edificios destinados al público pero en los cuales se congrega un gran número de personas, así como otras construcciones, que al fallar puedan poner en peligro a las primeras.
- Tipo IV. Lo forman las construcciones para guardar materiales, equipos costosos o necesarios.
- Tipo V. Pertenecen a este grupo las construcciones que son de valor y cuya falla sólo pueden poner en peligro la vida de pocas personas.
- Tipo VI. Cualquier construcción usada como habitación para pocas personas.
- Tipo VII. Cualquier otra construcción que se use ocasionalmente por pocas personas, pero no para habitación o lugar de reunión.
- Tipo VIII. Cualquier otra construcción aislada, cuya falla por un temblor no pueda ocasionar normalmente daños a otras estructuras ni a seres humanos.

Ahora bien, de acuerdo con la segunda Ley de Newton se tiene que:

$$F = ma = \frac{W}{g}a = \frac{a}{g}W = CW \quad F = CW \quad (4.25)$$

en la que F = Fuerza sísmica.
 C = Coeficiente sísmico.

La fuerza sísmica es el producto del coeficiente sísmico por el peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas arriba del plano horizontal que se considere.

Toda cimentación debe ser proyectada y construida de tal manera que con la estructura totalmente cargada, incluyendo cargas muertas, vivas permanentes o accidentales (pero no las de viento), los momentos que provoquen las condiciones más desfavorables satisfagan los siguientes requisitos:

- a) La estructura no deberá deslizarse sobre el suelo.

- b) La estructura no deberá volcarse.
- c) La unión entre vigas de cimentación y los pilotes no deberán romperse.
- d) Ningún pilote soportará una carga mayor que la de trabajo que la de trabajo especificado aumentada en 35%.
- e) El esfuerzo unitario sobre el suelo de cimentación en ningún punto excederá al esfuerzo admisible de trabajo más 33%.
- f) Los elementos de la cimentación, las uniones entre dichos elementos, la superestructura y la cimentación no deberán soportar esfuerzos más allá de los especificados en el Reglamento, aumentados un 33%.

¿Cómo escoger la cimentación más adecuada?

Para la selección del tipo de cimentación más conveniente de acuerdo con las características mecánicas del suelo de desplante, y para que los asentamientos tanto totales como diferenciales queden dentro de los límites permitidos según el tipo de estructura, se pueden seguir estos lineamientos:

- a) Usar zapatas aisladas en suelos de baja compresibilidad (C_c menor a 0.20) y donde ellos asentamientos diferenciales entre columnas puedan ser controlados, empleando el método de asentamientos iguales; incluyendo juntas en la estructura, o cuando se tenga una estructura con cierta flexibilidad en su comportamiento.
- b) Cuando se encuentren suelos con compresibilidad media (C_c entre 0.2 y 0.4), para mantener los asentamientos dentro de ciertos límites, conviene emplear zapatas continuas rigidizadas con vigas de cimentación. La intensidad de las cargas indicará se unen las zapatas en una o más direcciones.
- c) Cuando las cargas sean bastantes pesadas y al emplear zapatas continuas éstas ocupan cerca del 50% del área del edificio en planta, es más económico usar una sola losa de cimentación.
- d) En aquellos suelos que presenten una compresibilidad mediana, alta o muy alta, y que además tengan baja capacidad de carga, es recomendable el uso de cimentaciones compensadas. Estos suelos pueden presentar un índice de compresión C_c desde 0.2 hasta más de 0.4.
- e) Cuando la cimentación por compensación no sea económicamente adecuada para soportar las cargas pueden combinarse la compensación parcial y pilotes de fricción.
- f) Cuando las cargas sean demasiado elevadas conviene, para el caso de suelos de baja capacidad de carga, usar pilotes de punta apoyados en un estrato resistente.
(Crespo, 2008)

Profundidad de desplante en las cimentaciones

- a) En suelos cohesivos tipo CL:

$$D_f = \frac{[(0.83 - 0.017IP)IP] - 4}{\gamma_n}, [\text{cm}] \quad (4.26)$$

- b) En suelos no cohesivos:

$$D_f = \frac{q_d}{\gamma_n} [\tan^4 (45^\circ - \frac{\phi}{2})] \quad (4.27)$$

Donde q_d debe entrar en t/m^2 como primera aproximación. El valor de q_d será de $(q_a)(F.S.)$

El valor de “N” de la prueba de penetración estándar (SPT) de campo debe corregirse, sólo en materiales no cohesivos, así:

$$N_{\text{corr}} = F_c N_{\text{campo}} \quad (4.28)$$

$$F_c = 0.77 \log_{10} \left(\frac{20}{P_i} \right) \quad (4.29)$$

Donde “Pi” es la presión intergranular en $t/pie^2 = kg/cm^2$.

La capacidad de carga admisible en suelos granulares con F.S = 2 y asentamiento de 2.54 cm puede determinarse por la expresión dada por Meyerhof:

$$q_a = 2.54 \left(\frac{N_{\text{corr}}}{5.08} \right) \left(\frac{B+0.3}{2B} \right)^2, [kg/cm^2] \quad (4.30)$$

donde:

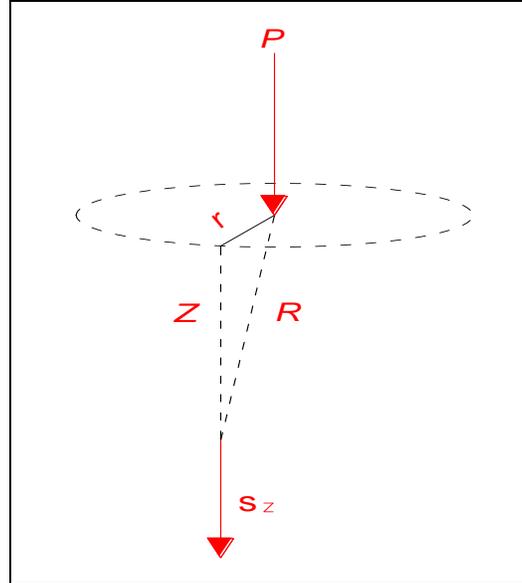
B = ancho de cimentación en metros.

Distribución de presiones

Afirmar que un material es homogéneo equivale a decir que en todos sus puntos las propiedades físicas son idénticas. Indudablemente no puede decirse que un suelo saturado de agua sea homogéneo, ya que en algunos puntos existen partículas pétreas y en puntos cercanos hay agua, de ahí que el suelo no sea un material plenamente homogéneo. Decir que un material es isótropo equivale a mencionar que para cada punto del material las propiedades físicas son las mismas en todas direcciones. En los suelos tampoco puede decirse que rige esta hipótesis, ya que siendo las formaciones naturales se han consolidado y por lo tanto las propiedades de resistencia en dirección horizontal son diferentes a las de resistencia en dirección vertical.

Se dice que un material es elástico cuando sigue la ley de Hooke, en la cual las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos. Si se considera un sólido elástico, homogéneo e isótropo que se extiende en todas direcciones, con una carga aplicada sobre él, se puede determinar la distribución de presiones en su interior.

El caso más sencillo de las distribuciones de presiones es el correspondiente a una carga concentrada, vertical, en la superficie del semiespacio, como se indica en la figura 4.12.



Fuente: Crespo, 2008.

Figura 4.12, Distribución de Presiones de una Carga Concentrada

El problema matemático fue resuelto por Boussinesq en el año 1885 aplicando la teoría de la elasticidad y las formulas por él obtenidas, las cuales llevan su nombre; éstas son:

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi} \frac{3z^2}{(r^2+z^2)^{5/2}} = \frac{P}{2\pi z^2} (3\cos^5\theta) = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} \quad (4.31)$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{3r^2z}{(r^2+z^2)^{5/2}} - \frac{(1-2\mu)}{r^2+z^2+z\sqrt{r^2+z^2}} \right] = \frac{P}{2\pi z^2} \left[3\text{sen}^2\theta\text{cos}^3\theta - \frac{(1-2\mu)\text{cos}^2\theta}{1+\text{cos}\theta} \right] \quad (4.32)$$

$$\sigma_t = -\frac{P}{2\pi} (1-2\mu) \left[\frac{z}{(r^2+z^2)^{3/2}} - \frac{1}{r^2+z^2+z\sqrt{r^2+z^2}} \right] = -\frac{P}{2\pi z} (1-2\mu) \left[\text{cos}^3\theta - \frac{\text{cos}^2\theta}{1+\text{cos}\theta} \right] \quad (4.33)$$

$$\sigma_{rz} = \frac{P}{2\pi} \frac{3rz^2}{(r^2+z^2)^{5/2}} = \frac{P}{2\pi z^2} (3\text{sen}\theta\text{cos}^4\theta) \quad (4.34)$$

En el caso de los suelos, la expresión de Boussinesq que más interesa es aquella que da la presión vertical σ_z sobre un plano horizontal a la profundidad z y a una distancia radial r , o sea la primera de las ecuaciones expuestas.

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \frac{1}{\left[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} \quad (4.35)$$

Como se puede notar, en la fórmula de Boussinesq no intervienen las constantes elásticas del material, por lo que puede ser aplicada a materiales de muy distinta naturaleza. La carga centrada del mismo valor de esfuerzo independiente de las constantes elásticas. Las deformaciones de uno y otro cuerpo serán diferentes, pero el esfuerzo es el mismo.

Método de Newmark

Otra manera de determinar los esfuerzos consiste en hacer uso del gráfico de influencia de M.N. Newmark

El esfuerzo vertical σ_z a una profundidad z bajo el centro de un área circular de radio r uniformemente cargada es:

$$\sigma_z = Iq = \left[1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right] q \quad (4.36)$$

En el que q es la carga unitaria sobre el círculo y el valor de I es:

$$I = \left[1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right] \quad (4.37)$$

De la ecuación anterior se obtiene el valor del esfuerzo vertical σ_z a una profundidad determinada se puede determinar el valor (r/z) que corresponda a $\frac{\sigma_z}{q} = 0.8$, ya que:

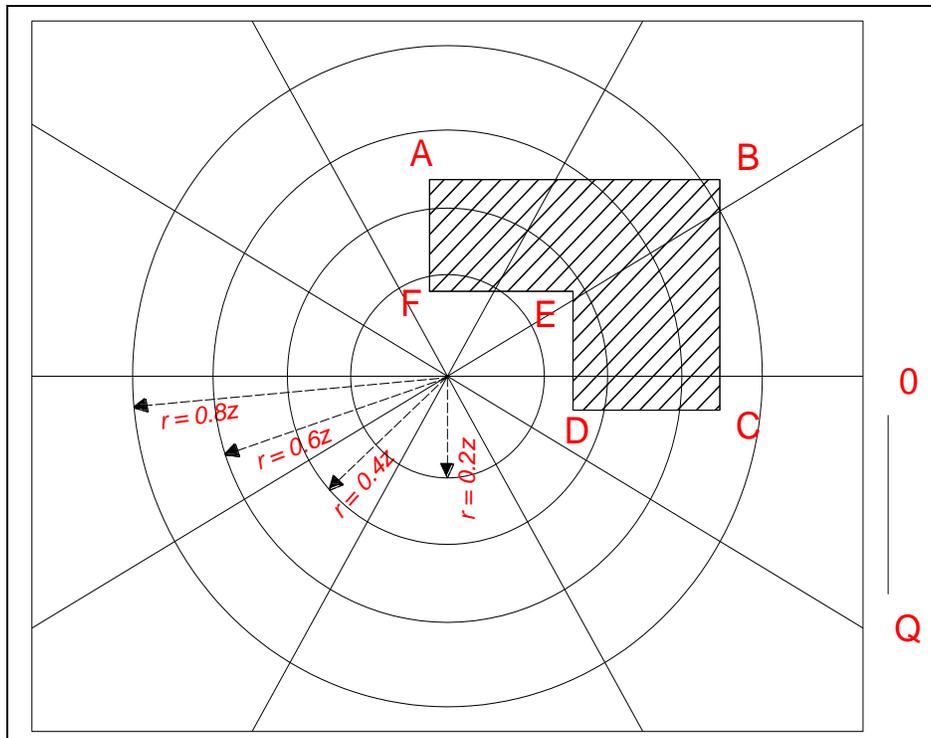
$$\frac{\sigma_z}{q} = 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{3/2} \quad (4.38)$$

Y resulta que (r/z) es igual a 1.387.

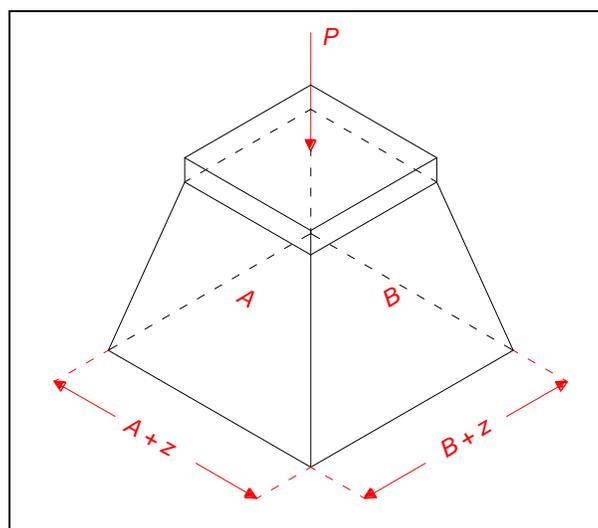
Si se presenta la profundidad z (profundidad de la cual se quiere determinar el esfuerzo) a una escala determinada, por ejemplo, si OQ representa a z , el radio r correspondiente a $\frac{\sigma_z}{q} = 0.8$ resulta de multiplicar por 1.387 el segmento OQ , y pudiendo dibujar la circunferencia. Se puede repetir la operación para otros valores de $\frac{\sigma_z}{q}$.

El procedimiento para usar el diagrama de Newmark es el siguiente:

- Se dibuja el plano de la cimentación en papel transparente a una escala tal que el segmento OQ del ábaco representa la profundidad z del punto en el cual se requiere conocer el esfuerzo σ_z .
- Se coloca el papel transparente con el dibujo de la cimentación sobre el ábaco de modo que la proyección del punto que se estudia coincida con el centro O del ábaco.
- Se encuentra el número de zonas cubiertas por el área de la cimentación y el producto de este número por el coeficiente de influencia de cada zona y por el valor de q proporciona el valor de σ_z en el punto considerado.
- Los ábacos usados para el cálculo real de esfuerzos bajo las cimentaciones tienen un gran número de subdivisiones. Esto permite obtener un valor de influencia muy pequeño y el cálculo de esfuerzos para áreas irregulares se facilita grandemente.



Fuente: Crespo, 2008.
 Figura 4.13, Ejemplo Carta de Newmark



Fuente: Crespo, 2008.
 Figura 4.14, Esquema Método 2 en 1

En todos los casos el procedimiento que debe seguirse tienen que definirlo el ingeniero que diseña, ya que la clase de obra y el tipo de proyecto serán aspectos que tienen que tomar para escoger el procedimiento que crea más adecuado.

En muchas ocasiones puede seguirse un método sencillo para determinar la presión σ_z aproximada, un método denominado 2 en 1, consiste en suponer la carga distribuida bajo una pendiente de dos veces la altura por una vez la base. Si se supone que al nivel del terreno

una estructura tiene las dimensiones A y B a una profundidad z el peso de la estructura se repartirá sobre un área de lados $A+z$ y $B+z$. La presión máxima se estima en un 50% mayor a la anterior, que es la media (figura 4-N).

$$\sigma_z = \frac{P}{(A+z)(B+z)} \quad (4.39)$$

Capacidad de carga de las cimentaciones

Para esta etapa es conveniente aclarar que en la metodología que se sigue para el diseño de la cimentación, la información experimental juega un papel importante. Los conceptos fundamentales de la Mecánica de Suelos aplicada se utilizan para proyectar y construir las cimentaciones de este tipo de estructuras. Aunque no está fuera de la realidad afirmar que la técnica de las cimentaciones tiene mucho de arte en el sentido de que algunos criterios, normas y reglas que se utilizan, están basados en la experiencia y el ingenio propio del ingeniero, basado siempre en los conceptos teóricos o experimentales.

El sentido común es un elemento muy importante para el ingeniero en la toma de decisiones, permite que aun cuando la teoría nos diga algo, o nos proporcione un resultado, evitemos dar una recomendación sin una reflexión previa, aunque conozcamos muy bien las propiedades del suelo.

Conocido es el hecho de que, cuando una estructura se asienta en forma desigual se provocan en la misma deformaciones que ocasionan grietas que pueden ser muy perjudiciales a la estabilidad de ella, y en no pocas ocasiones el asentamiento ha sido causa del colapso total de la estructura. Un adecuado estudio del suelo sobre el cual se pretende levantar una construcción facilita al ingeniero los datos necesarios para determinar el tipo y diseño más apropiado y económico de la cimentación, es además, una garantía previa a la buena edificación. Comúnmente el costo de la investigación del suelo representa un porcentaje muy bajo del costo de la estructura, y el posible ahorro en tiempo y dinero equivale en casi todos los casos a varias veces el costo de los estudios hechos del suelo.

Las teorías de capacidad de carga, casi todas, tienen su origen en la solución de Prandtl (1921) el problema de la indentación de un sólido rígido en un medio continuo, seminfinito, homogéneo e isótropo bajo condiciones de deformación plana.

La *carga admisible* en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo, además, un margen de seguridad dado por el llamado coeficiente de seguridad adoptado. La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, características de la estructura y del coeficiente de seguridad que se adopte en cada caso.

Por experiencias y observaciones relativas al comportamiento de las cimentaciones se ha visto que la falla por capacidad de carga de las mismas ocurre como producto de una rotura por corte del suelo de desplante de la cimentación

Son tres los tipos clásicos de falla bajo las cimentaciones:

- a) Falla por corte general. Se tiene en arenas densas y arcillas rígidas.
- b) Falla por punzonamiento.
- c) Falla por corte local. Se tiene en arenas medias y flojas y en arcillas suaves.

La *falla por corte general* se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continua dentro del terreno, que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno, es usualmente súbita y catastrófica, a menos que la estructura misma no permita la rotación de la cimentación, ocurre con cierta visible inclinación de la cimentación, provocando un hinchamiento o bufamiento del suelo a los lados de la cimentación aunque el colapso final del mismo se presenta de un solo lado.

La *falla por punzonamiento* se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observan movimiento de éste junto a la cimentación, manteniéndose el equilibrio tanto vertical como horizontal de la misma.

La *falla por corte local* representa una transición entre las anteriores, pues tiene características tanto del tipo de falla por corte general como del de punzonamiento. En este tipo de falla existe una marcada tendencia al bufamiento del suelo a los lados de la cimentación, además la compresión vertical debajo de la cimentación es fuerte y las superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la misma masa de suelo.

Aunque son bastante bien conocidas las diferencias entre los tipos de falla, no existe un criterio numérico general que permita predecir el tipo de rotura que se presentará, aunque puede decirse que el tipo de falla dependerá de la compresibilidad del suelo en cuanto a las condiciones geométricas y de carga existentes.

El cálculo de *la capacidad de carga límite de falla* de una cimentación constituye un problema de equilibrio elastoplástico. La dificultad de encontrar soluciones aceptables estriba en conocer sus relaciones constitutivas: esfuerzo-deformación-tiempo.

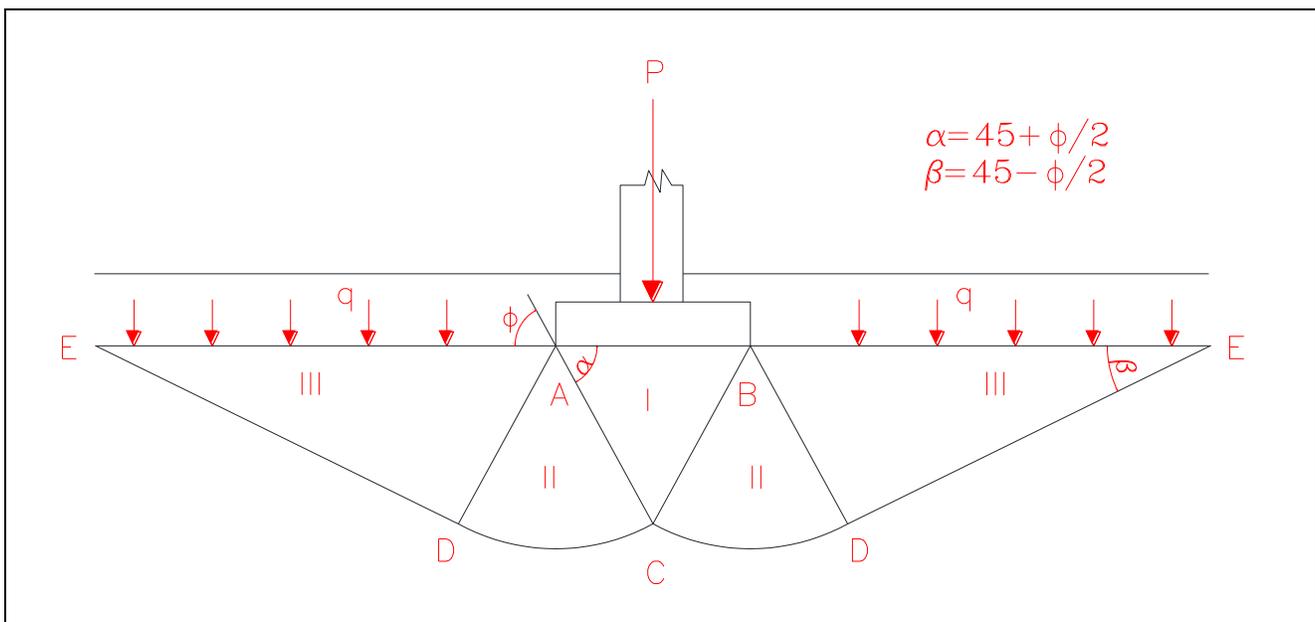
Son varios los estudios teóricos que se conocen y que se pueden aplicar en la resolución de los problemas relativos a la capacidad de carga de las cimentaciones en diferentes suelos. Entre dichos estudios teóricos se encuentran los de Prandtl, Krey, Fellenius y otros. Sin embargo, una solución menos exacta del problema, pero más sencilla, es la propuesta por el Dr. Karl Terzaghi y que ha demostrado ser lo suficientemente aproximada para todos los casos en el campo de su aplicación práctica.

La solución de Terzaghi asume que existen tres zonas con movimientos diferentes bajo y alrededor de la aplicación de la carga.

La zona I, que es la que se encuentra inmediatamente debajo de la cimentación, tienen forma de cuña y no puede penetrar en el suelo a menos que la presión de los lados inclinados AC y BC alcance la presión pasiva del suelo adyacente. Al moverse la zona I lo hace verticalmente hacia abajo con la cimentación.

La zona II, denominada zona de corte radial, es una zona de falla, y las grandes deformaciones que se presentan en ella provocan un levantamiento de la zona III, la cual trata de resistir a dicho levantamiento con el peso del material de la misma.

La resistencia de la zona III variará de acuerdo a su tamaño, con el peso volumétrico del material y con la resistencia al deslizamiento a lo largo de la parte inferior CDE de dicha zona, resistencia que es función del ángulo de fricción interna, de la cohesión y del peso del suelo.



Fuente: Juárez y Rico, 2011.
Figura 4.15, Esquema de las Zonas de Terzaghi

El límite inferior ACDE se compone de dos líneas rectas, AC y DE, con inclinación de $40^\circ + \phi/2$ y $40^\circ - \phi/2$ con respecto a la horizontal, respectivamente.

Para el instante de la falla el Dr. Terzaghi presentó la ecuación siguiente, que sirve para determinar la capacidad de carga límite de una cimentación corrida o continua para falla por corte general, cuando la SPT sea mayor a 15 golpes.

$$q_d = c'N_c + \gamma ZN_q + 0.5\gamma BN_w; \quad Z = D_f \quad (4.40)$$

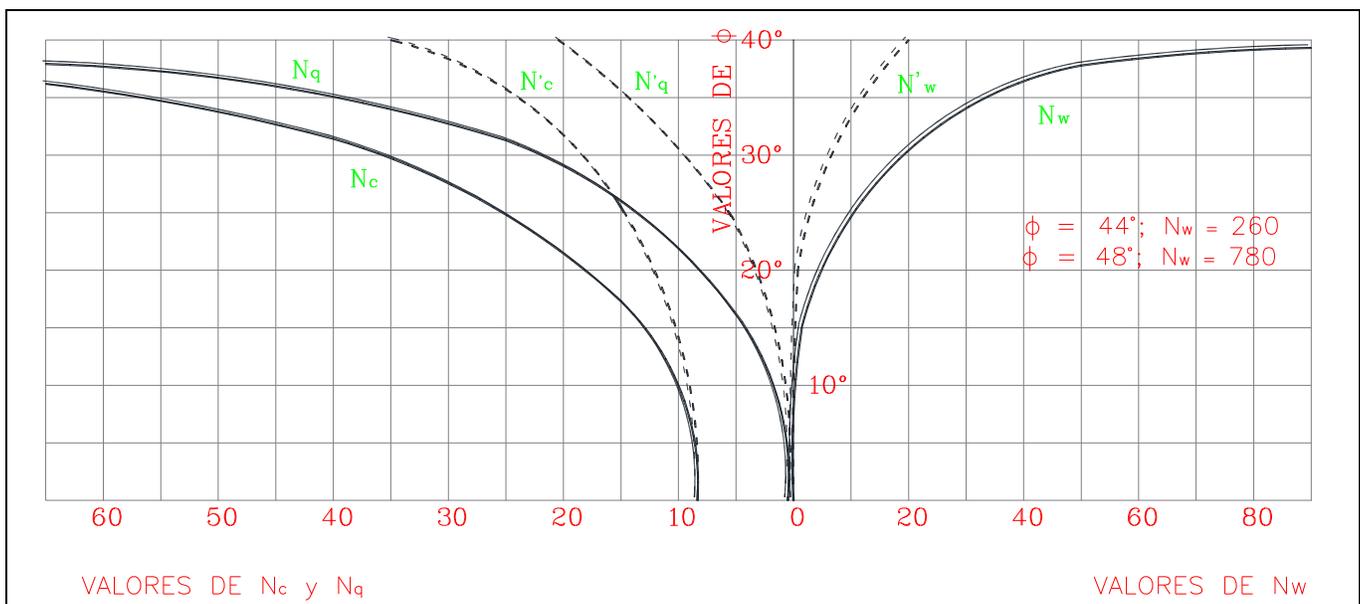
Que representa el esfuerzo máximo por unidad de longitud que puede aplicarse a la cimentación, es decir que q_d representa la capacidad de carga límite de la cimentación. En

esta última ecuación, N_c , N_q y N_w son coeficientes sin dimensión que dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo y se llaman factores de capacidad de carga debido a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo respectivamente.

Para caso de corte local y punzonamiento, el Dr. Terzaghi corrigió su fórmula para corte general, para SPT=15 golpes, así:

$$q_d = c'N'_c + \gamma ZN'_q + 0.5\gamma BN'_w; \quad Z = D_f \quad (4.41)$$

Los valores de N_c , N_q y N_w para falla por corte general se obtienen empleando las curvas de trazo continuo y los valores de N'_c , N'_q y N'_w empleando las curvas punteadas para falla por corte local. El valor de $c' = 2/3c$, la cohesión del suelo.



Fuente: Juárez y Rico, 2011.

Figura 4.16, Factores de Capacidad de Carga según Terzaghi

Como se observa, la teoría de Terzaghi no toma en cuenta los esfuerzos cortantes que se desarrollan en el suelo que se encuentra arriba del nivel de desplante del cimiento, ya que éste se considera solamente como una sobrecarga flexible no como un medio en el cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o desarrollarse resistencia al esfuerzo cortante.

Fue Meyerhof quien, desde 1951, realizó importantes contribuciones al problema de la capacidad de carga de los suelos y consideró los esfuerzos cortantes que pueden desarrollarse en el material que se encuentra por arriba del nivel de desplante del cimiento. De esta forma la Teoría de Meyerhof considera que el suelo que circunda al cimiento por arriba del nivel de desplante, es medio de propagación de superficies de deslizamiento.

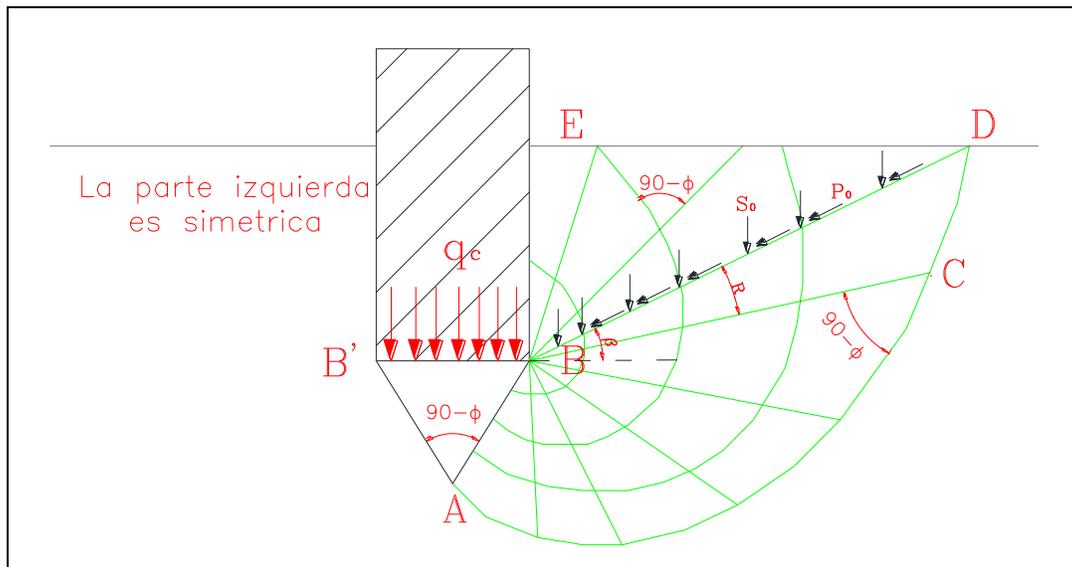
El mecanismo de falla que propone esta teoría para el caso de cimientos largos, de longitud infinita normal al plano del papel, se muestra en la figura 4.18, en la que puede apreciarse la

superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento. En este mecanismo propuesto por Meyerhof, la cuña ABB' es una zona de esfuerzos uniformes y puede considerarse en estado activo de Rankine, la zona ABC , limitada por un arco de espiral logarítmica, es de esfuerzo cortante radial, en tanto que la región $BCDE$, es una zona de transición en que los esfuerzos varían desde los correspondientes al estado de corte radial, hasta los de una zona en estado plástico pasivo.

Meyerhof denomina la línea BD *superficie libre equivalente*; en ésta actúan los esfuerzos normales representados por p_0 y los esfuerzos tangenciales, s_0 , ambos correspondientes al efecto del material contenido en la cuña BDE . Con base en ésta teoría, Meyerhof llega a una expresión para determinar la capacidad de carga de cimientos superficiales, cuya estructura matemática es análoga a la de Terzaghi:

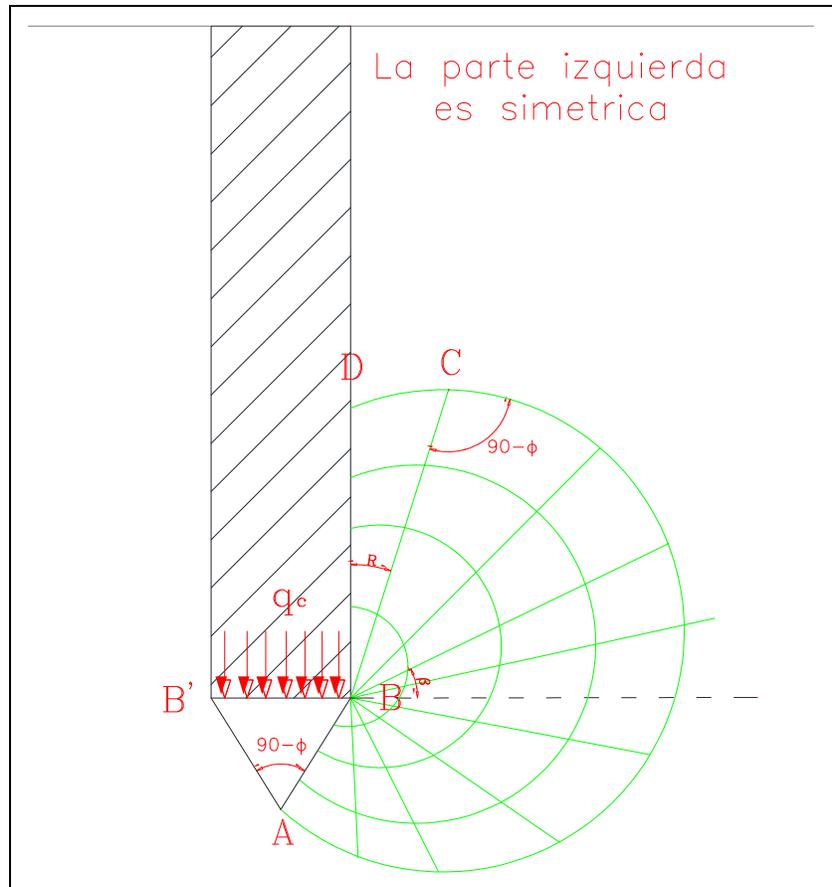
$$q_c = cN_c + p_0N_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (4.42)$$

Donde p_0 representa los esfuerzos normales que actúan sobre la superficie libre equivalente, los demás elementos tienen los significados antes enunciados.



Fuente: Juárez y Rico, 2011.

Figura 4.17, Mecanismos de Falla Meyerhof a Poca Profundidad



Fuente: Juárez y Rico, 2011.

Figura 4.18, Mecanismos de Falla Meyerhof a Gran Profundidad

Para cimientos profundos llegó a la siguiente expresión:

$$q_c = cN'_c + \gamma D_f N'_q \quad (4.43)$$

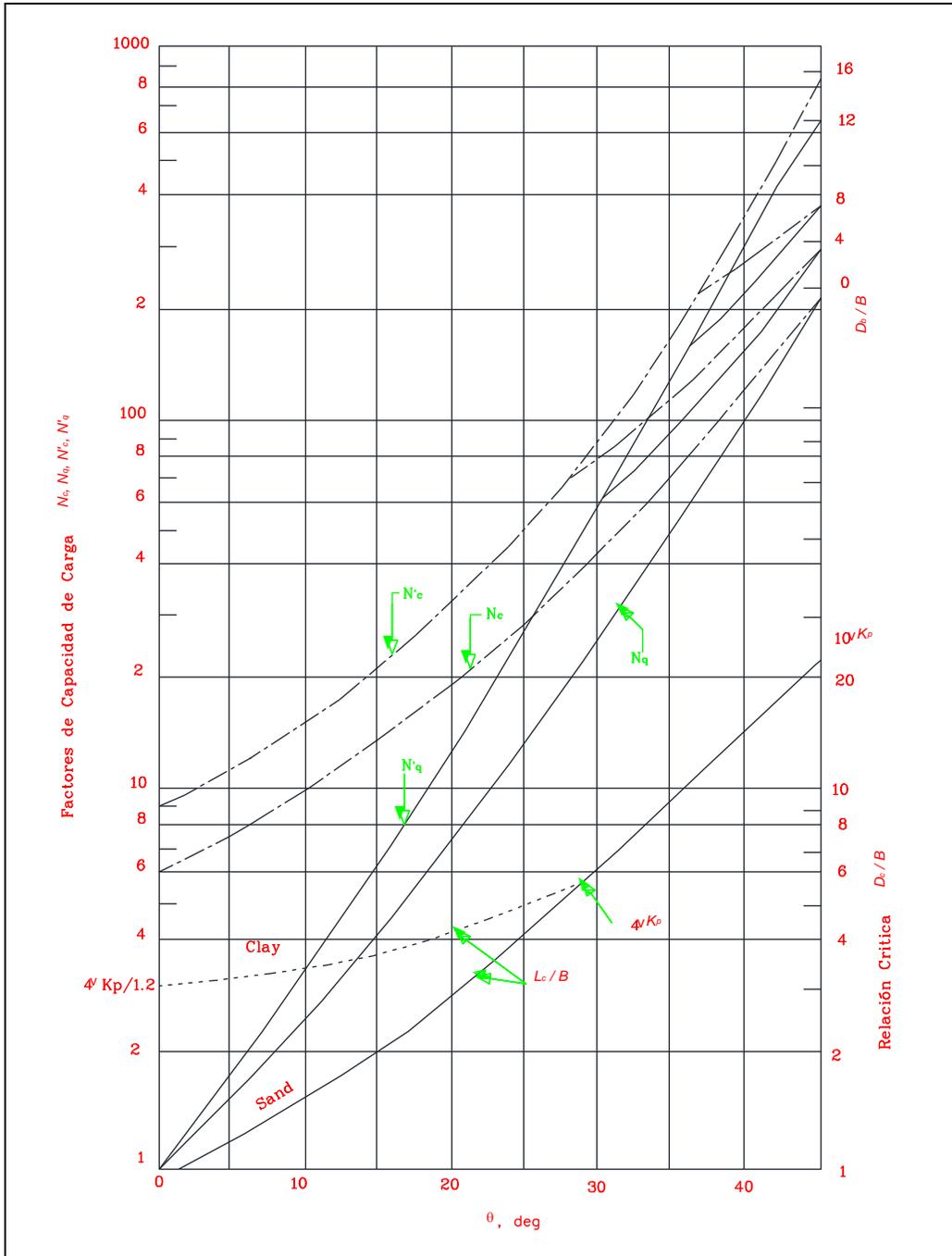
La cual, desde luego, expresa solamente la capacidad de carga en la punta del pilote, sin que se tome en cuenta la fricción lateral en el fuste del mismo. Esta expresión es aplicable solo cuando el pilote penetra en el estrato resistente al menos una longitud $D = 4\sqrt{N_\phi}B$

Los valores de los factores de la capacidad de carga N_c, N_q, N_γ , para cimientos superficiales se muestran en la figura 4.19; en la misma gráfica se observan los factores N'_c y N'_q para pilotes. A.W. Skempton realizó una serie de experimentos para determinar la influencia de la profundidad de desplante en el valor de N_c en suelos puramente cohesivos figura 4.20.

La teoría de Terzaghi considera que ambos cimientos tienen la misma capacidad en cuanto a la influencia de la cohesión, por medio del valor de N_c , si se piensa que el desarrollo de la superficie de falla será mayor en el cimiento más profundo, la cohesión trabajará más y en consecuencia le corresponderá un valor mayor de N_c . En base a esta idea Skempton propuso,

para determinar la capacidad de carga de un suelo puramente cohesivo, la siguiente expresión:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f \tag{4.44}$$



Fuente: Chávez y col., 2003.

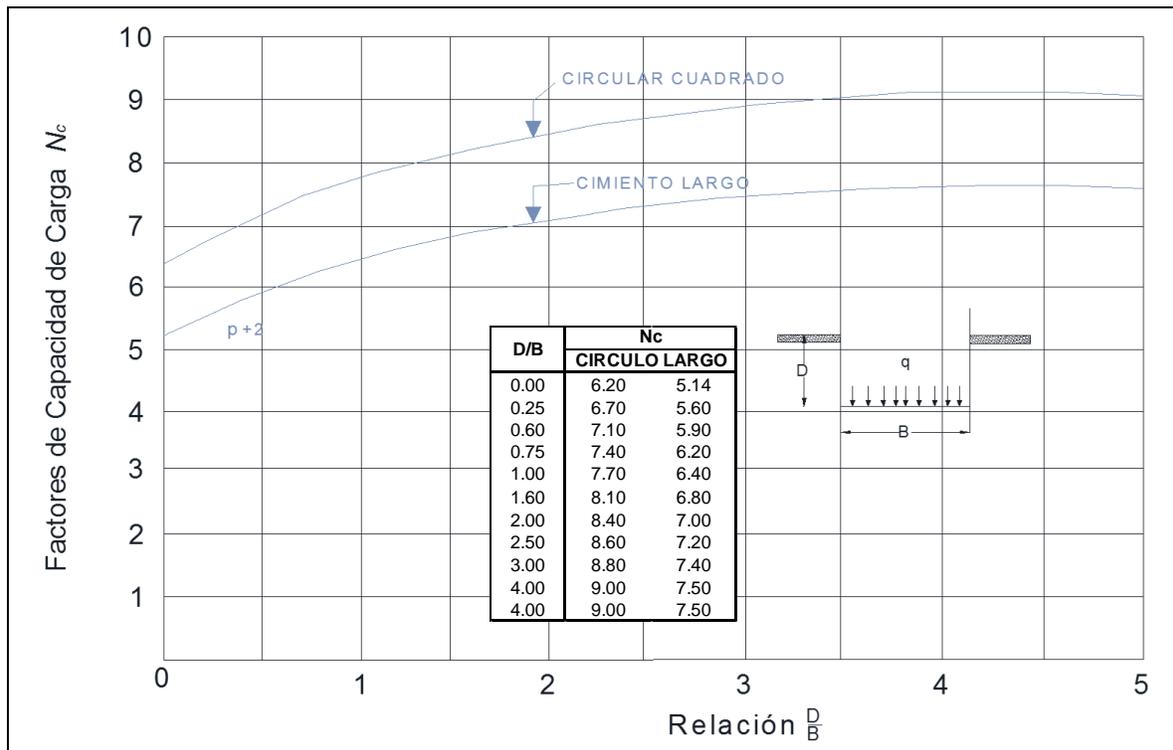
Figura 4.19, Factores de Capacidad de Carga según Meyerhof

Que es análoga a la fórmula de Terzaghi, sólo que N_c varía con la relación de D/B donde D es la profundidad a la que el cemento penetra dentro del estrato resistente y B es el ancho del mismo. Ahora bien el segundo término de la expresión, γD_f , debe calcularse tomando en cuenta los diferentes estratos que integran el suelo adyacente en el nivel de desplante, con sus respectivos pesos específicos y su condición natural, sumergido, seco, saturado, parcialmente saturado. La figura 4.20, muestra los valores de N_c , bajo esta teoría, tanto para cimientos largos como para circulares o cuadrados. La fórmula puede aplicarse a cimientos superficiales y profundos apoyados en estratos de arcilla.

Existen otras teorías de capacidad de carga, las cuales tienen la misma estructura que la expresión de la teoría de capacidad de carga de Terzaghi; lo que hace diferentes los resultados que proporciona cada una de estas teorías, son los distintos valores para N_c , N_q , N_γ , que se obtienen mediante tablas y gráficas que relacionan el ángulo de fricción interna y los factores de capacidad de carga, tal es el caso de la teoría de Bell cuya expresión para determinar la capacidad de carga es:

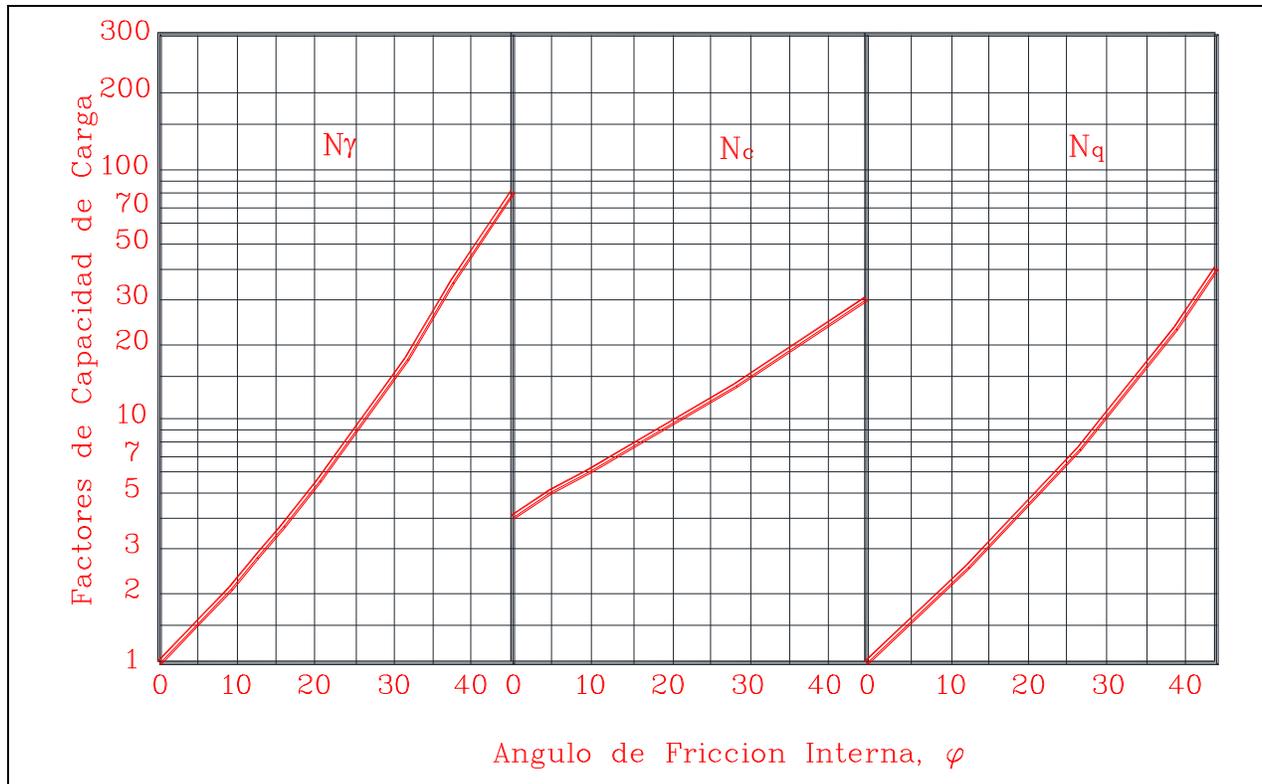
$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \tag{4.45}$$

Que es la misma expresión matemática de Terzaghi, pero cuyos valores de N_c , N_q , N_γ , se obtiene mediante las curvas de la figura 4.21.



Fuente: Chávez y col., 2003.

Figura 4.20, Valores de N_c según Skempton, para Suelos Cohesivos



Fuente: Chávez y col., 2003.

Figura 4.21, Factores de Capacidad de Carga, según Bell

Por otra parte los valores para \$N_c\$, \$N_q\$, \$N_\gamma\$, para cimientos cuadrados o circulares se afectan con los factores del cuadro 4.4.

Cuadro 4.4, Cargas en Pilotes Hincados

Coeficientes Correctivos para Bell		
Cimentación	Coeficiente correctivo para \$N_c\$	Coeficiente correctivo para \$N_\gamma\$
Cuadrada	1.25	0.85
Rectangular (L/B = 2)	1.12	0.90
Rectangular (L/B = 5)	1.05	0.95
Circular	1.20	0.70

Fuente: Chávez y col., 2003.

Otro criterio para determinar la capacidad de carga de cimientos superficiales o profundos, de geometría rectangular, apoyados en cualquier tipo de suelo, lo propone Brinch Hansen, el cual se apoya de los factores de forma de Vesic y esta da por la expresión siguiente:

$$q_c = cN_c(sc)(dc)(ic) + \gamma D_f N_q(sq)(dq)(iq) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma(s\gamma)(d\gamma)(i\gamma) \tag{4.46}$$

donde:

sd, sq, sy – Factores de forma.

sd, sq, sy – Factores de profundidad.

sd, sq, sy – Factores de inclinación de la carga.

Cuadro 4.5, Factores de Carga de Brinch - Hansen

Valor del ángulo de fricción, Φ , (°)											
Factor	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	75.3	134.0	267.0
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.3	64.2	135.0	319.0
N_v	0.0	0.1	0.5	1.4	3.5	8.1	18.1	40.7	95.4	241.0	682.0

Fuente: Chávez y col., 2003.

Cuadro 4.6, Factores de Forma de la Fórmula Generalizada Según Vesic (1975)

Forma de la cimentación	Factores de Forma		
	s_c	s_q	s_v
corrida	1.00	1.00	1.00
circular o cuadrada	$1+(N_q/N_c)$	$1+\tan\phi$	0.60
rectangular	$1+(B/L)(N_q/N_c)$	$1+(B/L)\tan\phi$	$1-0.4(B/L)$

Fuente: Lymon y col., 2006.

donde:

B y L son el ancho y la longitud del cimiento, respectivamente y D la profundidad de desplante, todas las unidades en m.

Cuadro 4.7, Factores de Profundidad de la Fórmula Generalizada Según Vesic (1975)

D/B	Factores de Profundidad		
	d_c	d_q	d_v
≤ 1	$1+0.4(D/B)$	$1+2\tan\phi(1-\text{sen}\phi)^2(D/B)$	1.00
> 1	$1+0.4\arctan(D/B)$	$1+2\tan\phi(1-\text{sen}\phi)^2\arctan(D/B)$	1.00

Fuente: Lymon y col., 2006.

Cuadro 4.8, Factores de Inclinación de Carga de la Fórmula Generalizada Según Vesic (1975)

ϕ	Factores de Inclinación de Carga		
	i_c	i_q	i_v
$\neq 0$	$i_q - (1-i_q)/(N_c \tan\phi)$	$[1-H(V+B'L'c)(\cot\phi)]^m$	$[1-H(V+B'L'c)(\cot\phi)]^{m+1}$
0	$1-[(m)(H)]/(B'L'cN_c)$		
$m = m_L \cos^2\theta + m_B \text{sen}^2\theta$			
$m_L = (2+L/B)/(1+L/B)$		$m_B = (2+B/L)/(1+B/L)$	

Fuente: Lymon y col., 2006.

donde:

θ – Ángulo de inclinación de la carga con la dirección L.

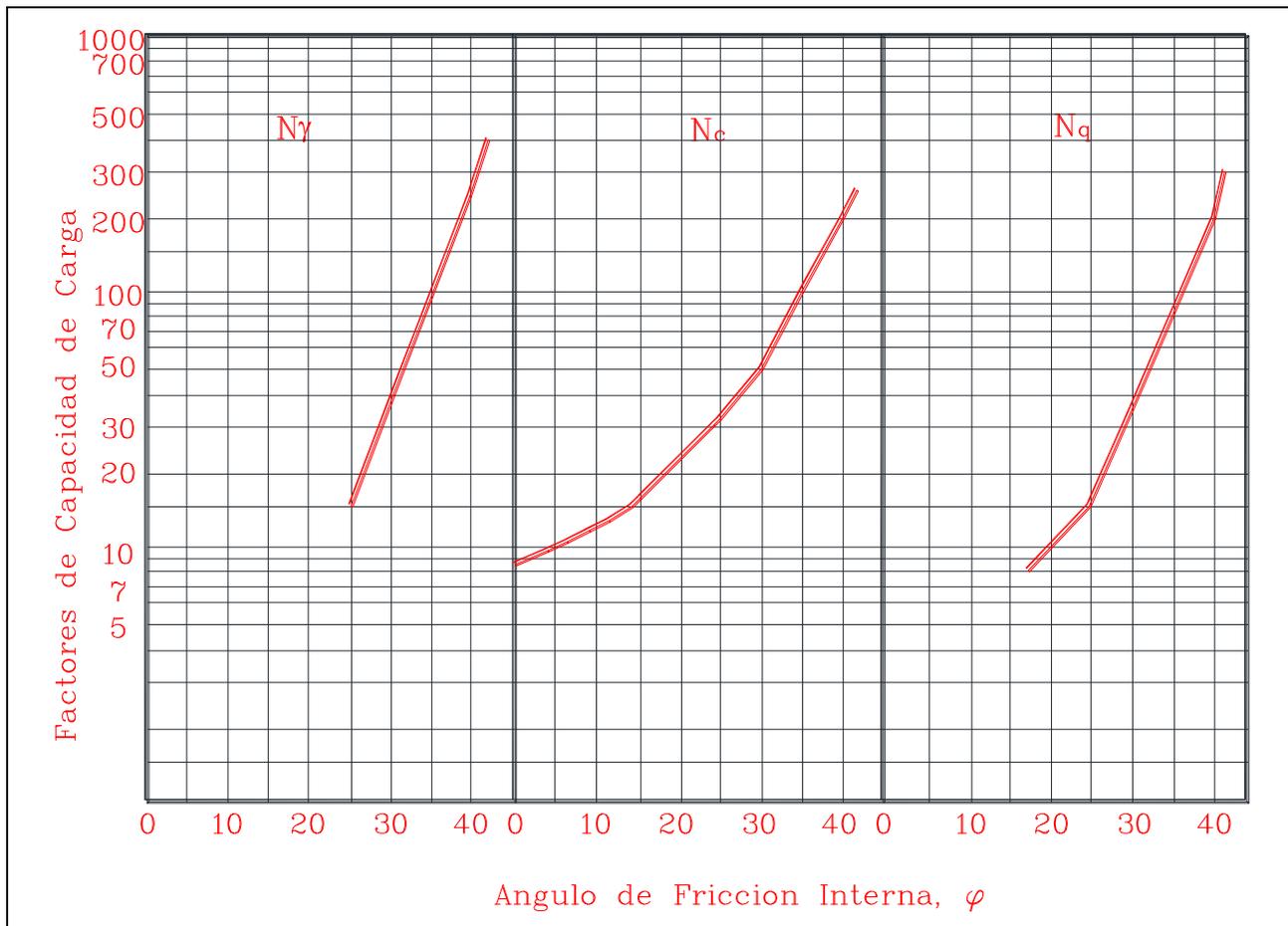
B' – Ancho efectivo de la cimentación.

L' – Largo efectivo de la cimentación.

V – Componente vertical de la carga inclinada R .

H – Componente horizontal de la carga inclinada R .

Existe otra propuesta bajo el modelo de Terzaghi, variando los factores de capacidad de carga, esta propuesta está hecha por Berezantzev. La expresión que se aplica para cimientos profundos ha dado valores que muestran congruencia entre los resultados teóricos y los de pruebas realizadas en modelos a gran escala así como en casos reales.



Fuente: Chávez y col., 2003.

Figura 4.21, Factores de Capacidad de Carga, según Berezantzev

PILOTES

Existen procedimientos básicos para estimar la carga última, y en consecuencia, la carga de trabajo, que puede soportar un pilote:

1. Método estático

2. Método dinámico

El método estático considera la resistencia por apoyo de la punta y la resistencia por fricción en la superficie lateral del pilote, es decir:

$$R_t = R_p + R_f$$

En donde:

R_t = Resistencia total última del pilote.

R_p = Resistencia última por apoyo en la punta.

R_f = Resistencia última por fricción en la superficie lateral del pilote.

Terzaghi ha propuesto las siguientes expresiones para calcular R_p y R_f , o sea la capacidad última de carga de los pilotes por cuanto al suelo se refiere.

Para el cálculo de R_p se tiene:

Para pilotes cuadrados

$$R_p = B^2(1.3CN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_w) \quad (4.47)$$

Para pilotes circulares

$$R_p = \pi r^2(1.3CN_c + \gamma D_f N_q + 0.6\gamma r N_w) \quad (4.48)$$

En donde:

B = Lado de la sección transversal cuadrada del pilote, en m.

r = Radio de la sección transversal circular del pilote, en m.

C = Cohesión del terreno, en t/m^2 .

D_f = Profundidad de la punta del pilote con respecto a la superficie del terreno, en m.

N_c , N_q y N_w = Factores que dependen del ángulo de fricción interna.

γ = Peso volumétrico en t/m^3 .

De acuerdo con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias 2004, para capacidad de carga se analizan bajo los estados límite de falla en base al tipo de diseño adoptado, la revisión de los estados límite de falla podrá consistir en verificar que resulta suficiente para asegurar la estabilidad de la construcción alguna de las capacidades de carga.

Se verificará para cada pilote individual, para cada uno de los diversos subgrupos de pilotes y para la cimentación en su conjunto, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma QF_c < R \quad (4.49)$$

donde

ΣQF_c = es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R = es la capacidad de carga que se considerará igual a:

- 1) *Para la revisión de cada pilote individual:* a la capacidad de carga de punta del pilote más la capacidad de adherencia del pilote considerado.
- 2) *Para la revisión de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación:* a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del subgrupo de pilotes.
- 3) *Para la revisión de la cimentación en su conjunto:* a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

Para pilotes de fricción se tiene:

Si se adopta este tipo de revisión, los pilotes deberán tener la capacidad de absorber la fuerza cortante por sismo al nivel de la cabeza de los pilotes sin tomar en cuenta la adherencia suelo – losa o suelo – zapatas. En la revisión de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas, las cargas recibidas por los distintos pilotes individuales o subgrupos de pilotes se estimarán con base en la teoría de la elasticidad o a partir de un estudio explícito de interacción suelo – estructura. Se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión, C_f , se calculará como:

$$C_f = A_L f F_R \quad (4.50)$$

donde

A_L = es el área lateral del pilote en m^2 .

f = es la adherencia lateral media pilote – suelo en t/m^2 .

F_R = se tomará igual a 0.7, salvo para pilotes hincados en perforación previa.

Para los suelos cohesivos blandos, la adherencia pilote – suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas – no drenadas. Para calcular la capacidad de adherencia del grupo o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ecuación de capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción bajo esfuerzos de compresión (C_f), considerando el grupo o los subgrupos como pilas de geometría igual a la envolvente del grupo o subgrupo.

Para pilotes de punta o pilas se tiene:

La capacidad de carga de un pilote de punta o pila, C_p , se calculará de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes. En las situaciones en las que se cuente con suficientes resultados de pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras de buena calidad y que exista evidencia de que la capa de apoyo sea homogénea, la capacidad de carga podrá estimarse. La capacidad de carga por punta de los pilotes individuales se calculará mediante las ecuaciones con un factor de resistencia, F_R , igual a 0.7.

$$\text{Para suelos cohesivos} \quad C_p = (c_u N_c^* F_R + p_v) A_p \quad (4.51)$$

$$\text{Para suelos friccionantes} \quad C_p = (\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (4.52)$$

En donde

A_p = es el área transversal de la base de la pila o del pilote

p_v = es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes

\bar{p}_v = es la presión vertical efectiva debido al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes.

c_u = es la cohesión aparente del suelo de apoyo determinada en ensaye triaxial no – consolidado no – drenado (UU)

N_c^* = es el coeficiente de capacidad de carga definido en el cuadro 4.8.

Cuadro 4.9, Coeficiente N_c^* .

Coeficiente N_c^*			
Φ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

Fuente: GDF – NTC, 2004.

Φ_u = es el ángulo de fricción aparente.

N_q^* = es el coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N_{mín} + L_e \frac{N_{máx} - N_{mín}}{4B \tan(45^\circ + \phi/2)} \tag{4.53}$$

Cuando $L_e/B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$; o bien

$$N_q^* = N_{máx} \tag{4.54}$$

Cuando $L_e/B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$

donde:

L_e = es la longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente en m..

B = es el ancho o diámetro equivalente de los pilotes en m..

Φ = es el ángulo de fricción interna.

F_R = factor de 0.35.

Cuadro 4.10, Valor de $N_{máx}$ y $N_{mín}$ para el Cálculo de N_q^* .

Valor de $N_{máx}$ y $N_{mín}$ para el cálculo de N_q^*						
Φ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$N_{máx}$	12.5	26	55	132	350	1000
$N_{mín}$	7	11.5	20	39	78	130

Fuente: GDF – NTC, 2004.

La capacidad de carga considerada no deberá rebasar la capacidad intrínseca del pilote o pila calculada con la resistencia admisible del material constitutivo del elemento.

En el caso de pilotes o pilas de más de 50 cm de diámetro, la capacidad calculada a partir de resultados de pruebas de campo o mediante las ecuaciones de C_p , deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

- a) Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor:

$$F_{re} = \left(\frac{B+0.5}{2B} \right)^n \tag{4.55}$$

donde:

B = es el diámetro de la base del pilote o pila ($B > 0.5$ m).

n = es un exponente igual a 0 para suelo suelto, 1 para suelo medianamente denso y 2 para suelo denso.

- b) Para pilotes hincados en suelos cohesivos firmes fisurados, multiplicar por el mismo factor de la anterior con exponente $n = 1$. Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo, multiplicar por:

$$F_{re} = \frac{B+1}{2B+1} \quad (4.56)$$

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación con pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de un pilote de punta o pila, deberá verificarse que el espesor H de suelo resistente es suficiente en comparación con el ancho o diámetro B del elemento de cimentación. Se seguirá el criterio siguiente:

- 1) Si $H = 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.
- 2) Si $3.5B > H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B+H$.
- 3) Si $H < 1.5B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

$$B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right] \quad (4.57)$$

El criterio anterior se aplicará también a grupos de pilotes.

La capacidad por fricción lateral sobre el fuste de pilotes de punta o pilas, en cualquier situación en la que pueda eventualmente desarrollarse fricción negativa, no deberá considerarse ninguna contribución de la fricción lateral a la capacidad de carga de los pilotes de punta o pilas. En suelos firmes (zonas duras), se podrá agregar a la capacidad de punta una resistencia por fricción calculada mediante la de C_f , en la que la adherencia considerada no deberá ser mayor que el esfuerzo vertical actuante en el suelo al nivel considerado multiplicado por un factor de 0.3, y afectado con un factor de resistencia de 0.7. Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para soportar los esfuerzos inducidos por los pilotes o pilas sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de estos elementos para transmitir dichas solicitaciones horizontales.

PILAS

Una pila es un miembro sujeto a compresión axial en su cabeza y una reacción en su fondo, y que, si son bien diseñadas y construidas, pueden resistir también una fuerza horizontal aproximadamente igual a tantos kilogramos como centímetros cuadrados tenga de sección transversal. Así una pila de diámetro d podrá resistirla siguiente fuerza horizontal: $[\pi x d^2]/4$

La capacidad de carga de punta de las *pilas coladas en arcillas* se determina por la siguiente expresión:

$$q_a = 1.5 * q_u \tag{4.58}$$

Misma que proviene de considerar:

$$c = q_u/2, FS = 3 \tag{4.59}$$

Y aplicando la expresión que sigue para pilas cuadradas o circulares

$$q_d = 7.5c[1 + 0.2(B/L)] \tag{4.60}$$

donde:

B = ancho del fuste de la pila en m.

L = longitud del fuste de la pila en m.

$$q_a = \frac{q_d}{3} = \frac{[7.5(q_u/2)1.2]}{3} = 1.5q_u \tag{4.61}$$

Si se usa la pila en *suelos cohesivos* trabajando a fricción (adherencia), el valor de la fricción debe tomarse de acuerdo al siguiente cuadro:

Cuadro 4.11, Valor de Fricción para Pilas en Suelos Cohesivos

Valor de fricción para pilas en suelos cohesivos			
Tipo de excavación		Adherencia [f]	Límite superior de f [t/m ²]
Fuste recto	excavación en seso	0.5c	8.78
	excavación húmeda	0.3c	3.8
Pila con campana	excavación en seco	0.3c	3.8
	excavación húmeda	0.15c	2.44

Pilas sobre gravas con arenas o arenas con gravas

Fuente: GDF – NTC, 2004.

La capacidad de carga admisible, con $FS = 2$, se determina por la expresión que sigue para resistencia por la punta:

$$q_a = 1440(N_{corr} - 3)[(D + 1)/2D]2R \times 4.88, \text{ dado en kg/m}^2 \tag{4.62}$$

donde:

N = número de golpes, corregidos, en la prueba de penetración normal.

D = diámetro de la pila en pies.

R = factor de corrección según posición del nivel freático.

Otra forma de calcular la resistencia por fricción de una pila o pilote es con la ecuación 4.63, que se utiliza para suelos friccionantes (Juárez y Rico, 2011).

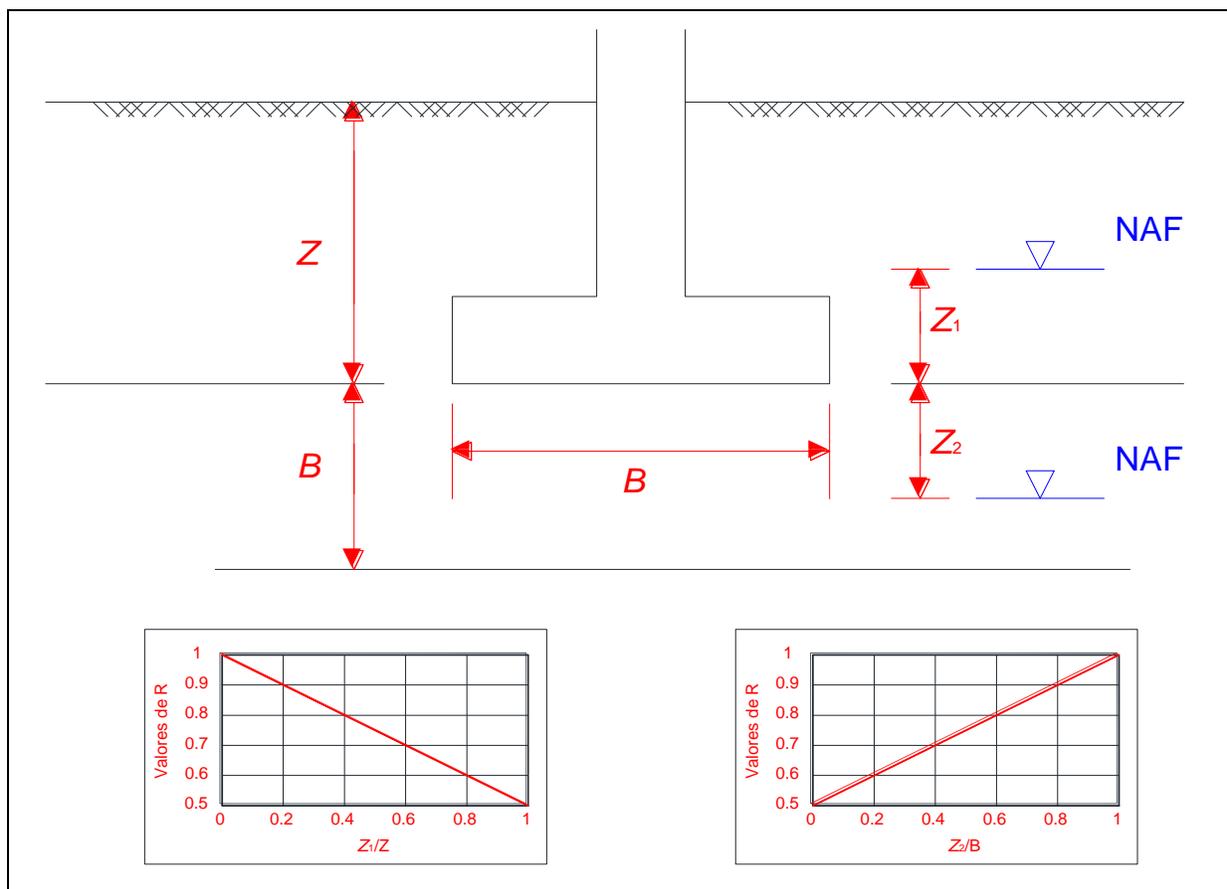
$$Q_f = \pi D \Delta L f_{fr} \tag{4.63}$$

D = diámetro de la pila
 L = longitud del fuste de la pila
 f_{fr} = fricción lineal del fuste

El valor de fricción se expresa como una fracción de la presión normal por peso propio del suelo que exista en un nivel determinado. Si a la profundidad z hay una presión vertical igual a γz , la presión lateral correspondiente es considerada como $K_0 \gamma z$, donde K_0 es un coeficiente de empuje de tierras. Esta presión actuando normalmente sobre el fuste del pilote produce a lo largo de éste y a la profundidad z una fricción que vale: $f_{fr} = K_0 \gamma z \tan \delta$, donde δ es el ángulo de fricción a considerar entre suelo y pilote.

El valor de K_0 oscila entre 0.40 para suelo suelto, hasta 0.60 en suelos mas compactos, en que sea posible hablar de pilotes de fricción. En cuanto al valor de δ , el más frecuente recomendado es $2/3\phi$.

El factor de seguridad a emplear es de 2



Fuente: GDF – NTC, 2004.

Figura 4.22, Factores de Corrección de a Cuerdo al NAF.

Como el concreto es más económico que el acero en compresión, se usa generalmente una sección de concreto simple. Sin embargo, una pequeña cantidad de refuerzo es altamente

deseable en la parte alta de la pila ya que usualmente se presenta una cierta cantidad de momento y empuje, el momento debido a pequeñas excentricidades de las cargas en las columnas. Las pilas son inevitablemente construidas con cierta cantidad de excentricidad. También durante la construcción. Se inducen momentos temporales por el equipo de construcción. Así pues, una cantidad de refuerzo igual a 0.5% de la sección transversal del fuste se provee para la parte superior de la pila.

El fuste es diseñado según las especificaciones de las columnas cortas empleando un esfuerzo admisible a compresión del concreto de $0.18f'_c$ para concreto simple.

Una columna corta con refuerzo puede resistir una carga de:

$$P = 0.25f'_cA_c + A_s f_s \quad (4.64)$$

donde: $f_s = 0.6f_y$

Estas teorías han sido desarrolladas en varios casos para cualquier tipo de cimentación ya sea superficial o profunda; sin embargo, el criterio para utilizar una u otra de las expresiones que cada autor propone para determinar la capacidad de carga de un cimiento, es la confiabilidad de la teoría en sí, en concordancia con los resultados de sus aplicaciones prácticas. También se toma en cuenta la sencillez de su aplicación (Crespo, 2008).

Bajo este enfoque se siguen las siguientes recomendaciones en el cálculo de la capacidad de carga en cimientos, para cimentaciones superficiales en cualquier tipo de suelo se aplica la teoría de Terzaghi, la cual se considera muy confiable hasta una profundidad $D_f \leq 2B$.

Para cimentaciones superficiales o profundas (pilotes y cilindros) desplantadas en arcilla ($\phi = 0$), se aplica la teoría de Skempton. Para cimentaciones profundas (pilotes y cilindros) desplantadas en arenas y gravas, se aplica la teoría de Meyerhof.

4.8. Asentamientos

4.8.1. Cimientos Superficiales

Asentamientos en suelos cohesivos.

Los mecanismos de deformación que gobiernan el asentamiento total de un suelo son: el asentamiento por consolidación primaria, el que ocurre por consolidación secundaria y el que se produce en forma inmediata a volumen constante cuando no existe restricción a la deformación lateral.

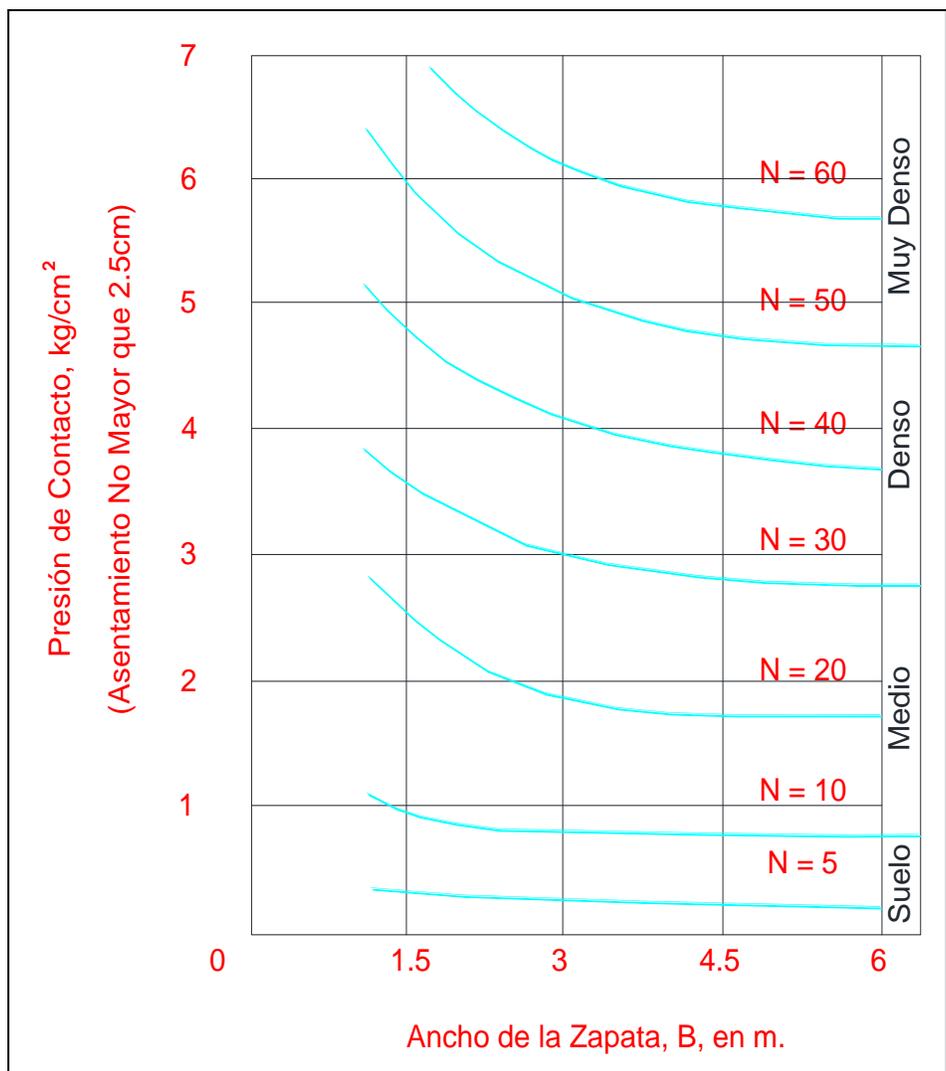
El cálculo del asentamiento por consolidación primaria se basa en la teoría de Terzaghi, para lo cual se requiere efectuar pruebas de consolidación unidimensional con flujo vertical.

Para determinar el asentamiento por consolidación secundaria se considera que existe una relación lineal entre la deformación y el tiempo, expresado éste en escala logarítmica; tomando en cuenta lo anterior se define un grado de consolidación secundaria, como el

incremento de deformación vertical correspondiente a un ciclo en la escala logarítmica de tiempos. Con este módulo se está ya en posibilidad de determinar el asentamiento total secundario correspondiente a cualquier tiempo.

Para el cálculo del asentamiento total primario se considera que la teoría de Terzaghi permite una estimación muy cercana a la realidad, con un error del 10 al 15% en arcillas normalmente consolidadas, según observaciones hechas por A.W. Skempton y L. Bjerrum. Estos mismos investigadores indican que la precisión se pierde y se pueden tener errores hasta del 60% (asentamientos observados menores a los esperados) si se trabaja con arcillas sobre - consolidadas.

Asentamientos en suelos friccionantes.



Fuente: Peck, 2009.

Figura 4.23, Presión de Contacto Correspondiente a Asentamientos de 1" para Zapatas en Arena

No existe una teoría totalmente aceptada para determinar los asentamientos en suelos friccionantes, la mayoría de las propuestas se basan en la teoría de la elasticidad. Evaluar el asentamiento de una cimentación poco profunda construida sobre suelos friccionantes es en sí un proceso complicado, sin embargo, se puede determinar la presión de contacto de una zapata que produce un asentamiento máximo de 2.5 cm, en función del ancho B de la zapata y de N , el número de golpes en la prueba de penetración estándar, para tal efecto se tiene la gráfica de la figura 4.23.

Esta gráfica se aplica cuando se está en el caso de zapatas sobre arenas no sumergidas o cuando el nivel freático se encuentra a una profundidad igual o mayor al ancho del cimiento, B en este caso, respecto del nivel de desplante.

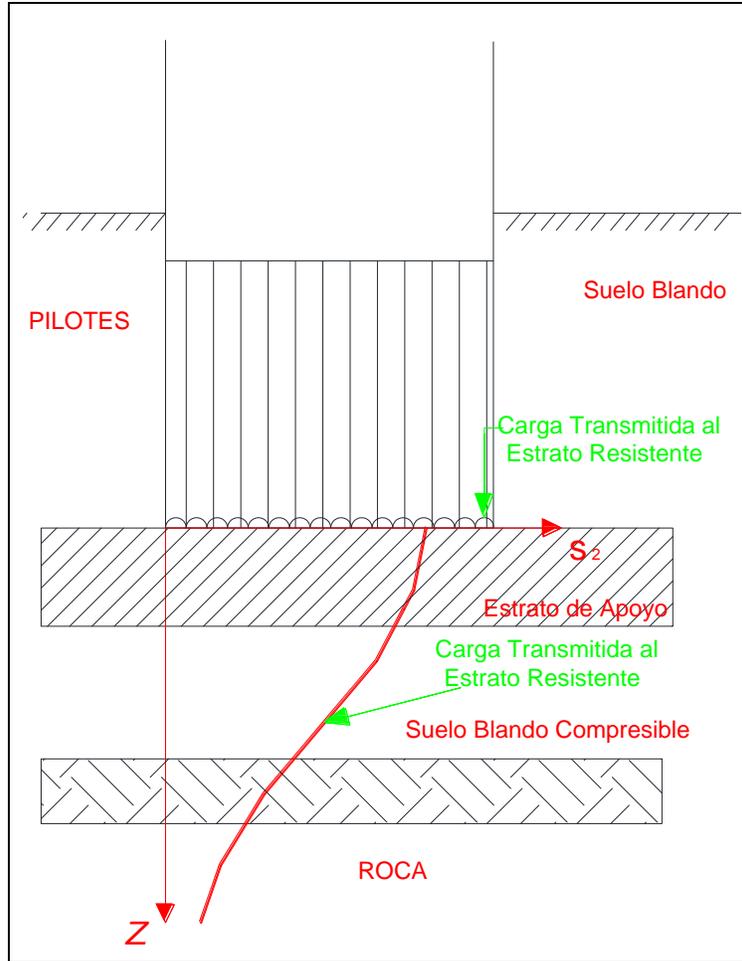
4.8.2. Cimientos Profundos

Asentamientos en suelos cohesivos

En lo que se refiere a los pilotes de punta, se considera que el asentamiento es despreciable si se tiene en cuenta que el estrato de apoyo debe ser lo suficientemente rígido y resistente como para que no se produzcan problemas de asentamientos, sin embargo, no es remoto el caso en el que, subyaciendo al estrato resistente de apoyo, se encuentre un estrato blando susceptible de generar asentamientos debido a los esfuerzos transmitidos desde el nivel de la punta de los pilotes. Para valuar los asentamientos en este caso se considera toda la carga de la estructura actuando al nivel de la punta de los pilotes como carga uniformemente repartida en toda el área cargada y se supone una distribución de esfuerzo con la teoría de Boussinesq (figura 4.24).

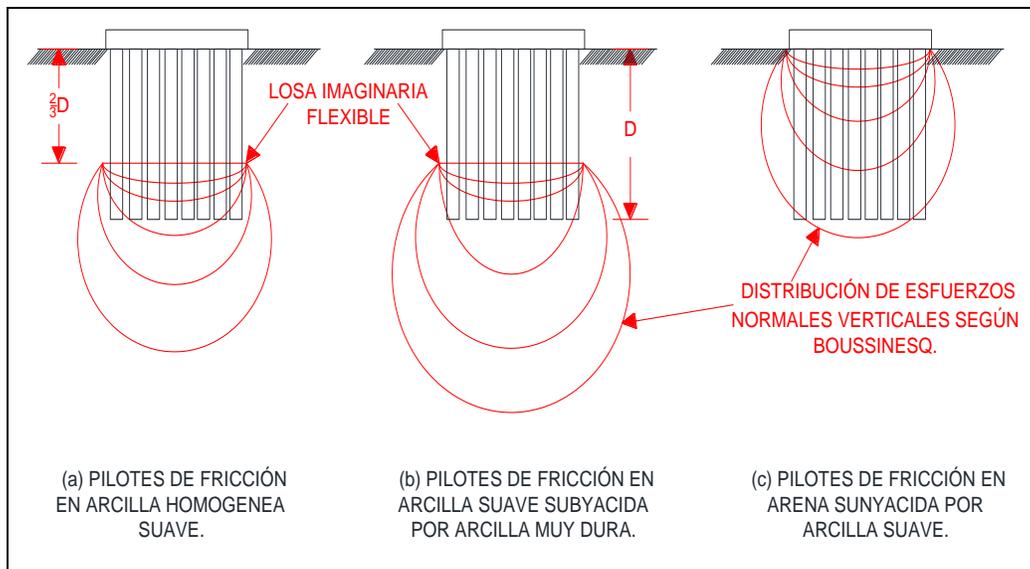
Este criterio es conservador y no toma en cuenta el efecto de losa que produce el estrato resistente. Cuando se tienen pilotes de fricción o de trabajo mixto la práctica generalizada se basa en la suposición de que toda la carga que transmite la cimentación se apoya en una losa imaginaria flexible situada a cierto nivel dentro de la altura de los pilotes y luego, con la teoría de Boussinesq, se calcula la distribución de esfuerzos que la losa genera desde el nivel seleccionado hacia abajo.

Terzaghi y Peck han propuesto que, para calcular la distribución de esfuerzos, la losa imaginaria se supone a una profundidad igual a $2/3D$, donde D es la longitud total de los pilotes. Otras propuestas para ubicar la losa imaginaria se refieren a casos en que los pilotes se hincan en arcilla suave y se apoyan en un estrato de arcilla más firme, en tal caso la losa se localiza al nivel de la punta de los pilotes; cuando estos se hincan en un manto de arena que descansa sobre un estrato de arcilla suave, la losa imaginaria se ubica al nivel del terreno natural (figura 4.25).



Fuente: Peck, 2009.

Figura 4.24, Distribución de Esfuerzos Según Boussinesq para Cimentaciones Profundas



Fuente: Peck, 2009.

Figura 4.25, Hipótesis para Calcular la Distribución de Esfuerzos Bajo Grupos de Pilotes de Fricción

Asentamientos en suelos friccionantes.

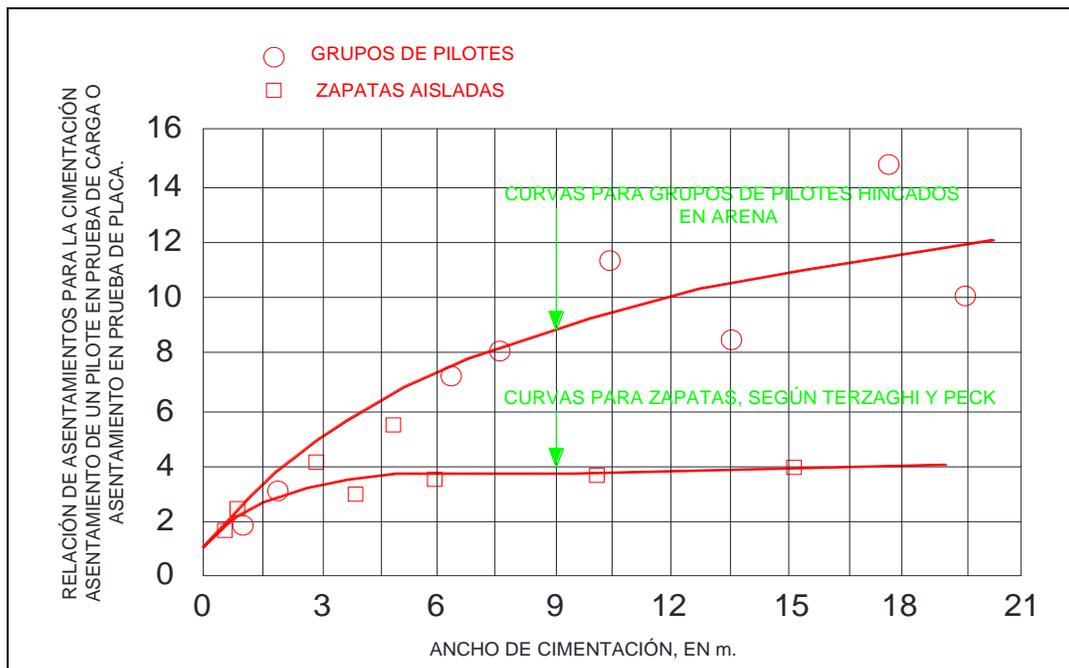
Difícilmente podrán generarse asentamientos en el caso de pilotes de punta que se apoyan en un estrato de arena lo suficientemente rígido.

La mayoría de los cálculos de asentamientos de grupos de pilotes en arena se basan en la extrapolación de los resultados de pruebas de carga de pilotes individuales, como ejemplo se tiene la relación empírica propuesta por Skempton, la cual hace intervenir la relación de asentamiento y el ancho de la cimentación, donde el primer concepto se refiere al cociente que resulta de dividir el asentamiento esperado para el grupo de pilotes entre el asentamiento determinado para un pilote individual mediante una prueba de carga *in situ* o con una prueba de placa (figura 4.26).

Se dice que las arcillas son normalmente consolidadas cuando nunca han estado sometidas a una presión mayor que la que corresponde a la que soportan por el efecto de las capas de suelo sobre las mismas. Si sobre este tipo de arcilla se coloca una estructura, es posible que sufra un fuerte asentamiento debido a la carga que se le agrega y debido a la expulsión del agua contenida en sus poros.

La deformación ΔH o S que puede sufrir un estrato de suelo de espesor H bajo una presión uniforme ΔP o σ_z puede estimarse conociendo los resultados de la prueba de consolidación unidimensional.

La relación entre el cambio de espesor y el cambio en la relación de vacíos de un espécimen sujeto a la prueba de consolidación y la del estrato de suelo en su estado natural puede expresarse como sigue.



Fuente: Peck, 2009.

Figura 4.26, Curva Empírica para Calcular Asentamientos de Grupos de Pilotes en Arenas

La deformación unitaria del espécimen sujeto a la prueba de consolidación es:

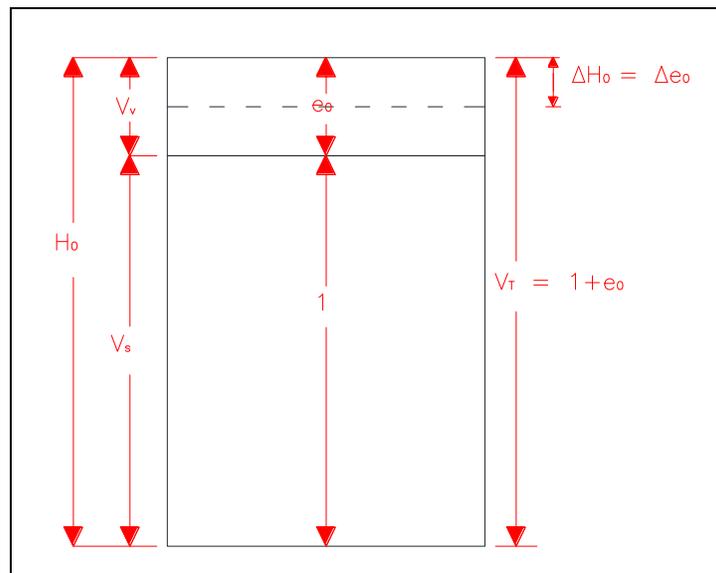
$$\varepsilon = \frac{\Delta E_0}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad (4.65)$$

Por otro lado la deformación del estrato de suelo en su estado natural es:

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H} \quad (4.66)$$

Igualando las deformaciones unitarias de tiene:

$$\frac{\Delta e_0}{1+e_0} = \frac{\Delta H}{H} = \frac{S}{H} \quad (4.67)$$



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.27, Relación de Vacíos de un Espécimen

De donde:

$\Delta H = S = \frac{\Delta e_0}{1+e_0} (H)$, y como $\Delta e_0 = a_v \Delta P$ obtenido de la prueba de consolidación, entonces:

$$\Delta H = S = \frac{a_v}{1+e_0} (\Delta P)(H) = m_v (\Delta P)(H) \quad (4.68)$$

En esta expresión

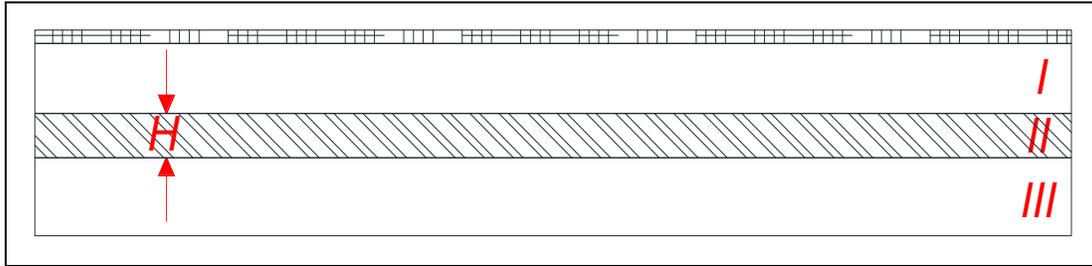
$\Delta H = S =$ Deformación, en centímetros, del estrato en estudio.

$a_v =$ Coeficiente de compresibilidad en cm^2/kg .

$\Delta P = \sigma_z =$ Incremento de presión en kg/cm^2 .

$e_0 =$ Relación de vacíos del suelo en su estado natural.

$m_v = \frac{a_v}{1+e_0}$ = Módulo de compresibilidad volumétrica del suelo, expresado en cm^2/kg .



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.28, Consolidación del Suelo

Como se ha podido observar, si H es el espesor de un estrato de arcilla que se encuentra sometido a una presión P , un aumento de presión ΔP o σ_z reduce el espesor del estrato en el valor:

$$S = m_v(\Delta P)(H) \quad (4.69)$$

La línea de consolidación en el terreno de las arcillas ordinarias tiene, según Terzaghi, en un diagrama semilogarítmico, la forma de una línea recta y puede ser expresada por la ecuación:

$$e_f = e_0 - C_c \log_{10} \frac{Q_0 + \Delta P}{Q_0} \quad (4.70)$$

En la que C_c es un coeficiente sin dimensión llamado *índice de compresión*.

Si se combina esta ecuación con la de:

$$a_v = \frac{e_0 - e_t}{\Delta P}, \text{ y la de } m_v = \frac{a_v}{1+e_0} \quad (4.71)$$

Se obtiene:

$$a_v = \frac{C_c}{\Delta P} \log_{10} \frac{Q_0 + \Delta P}{Q_0} \quad \text{o} \quad (4.72)$$

$$m_v = \frac{C_c}{\Delta P(1+e_0)} \log_{10} \frac{Q_0 + \Delta P}{Q_0} \quad (4.73)$$

Si en la ecuación $S = m_v(\Delta P)(H)$ se reemplaza el valor de m_v , se puede obtener la deformación S que sufre un estrato de arcilla normalmente consolidada:

$$S = \frac{C_c}{1+e_0} \log_{10} \frac{Q_0 + \Delta P}{Q_0} (H) \quad (4.74)$$

Para arcillas normalmente consolidadas el valor de C_c puede ser estimado, en forma aproximada, utilizando la expresión siguiente:

$$C_c = 0.009(LL - 10) \quad (4.75)$$

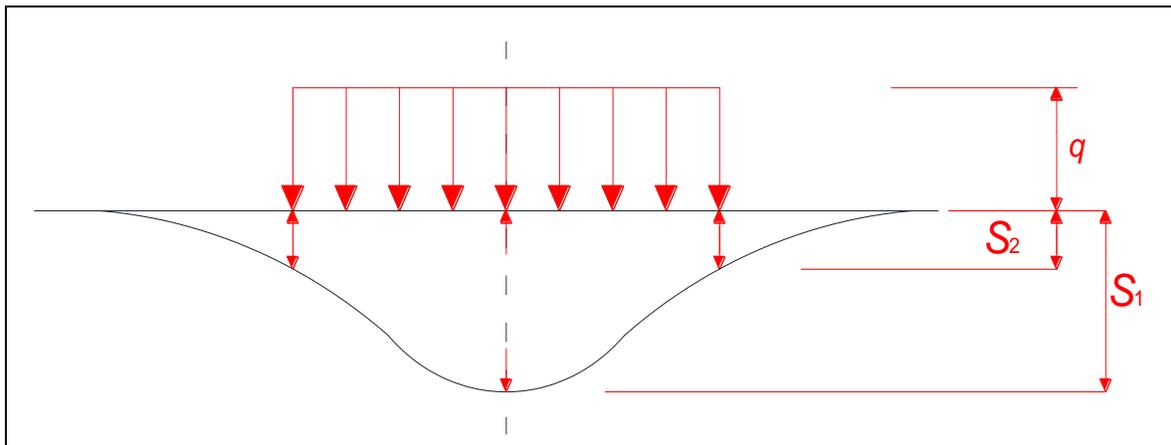
Así pues, puede determinarse el orden de magnitud del asentamiento probable S de una estructura desplantada sobre un estrato de arcilla de este tipo haciendo uso de los límites de consistencia para determinar C_c y aplicarlo en la expresión correspondiente.

Asentamiento de contacto o deformación elástica

El asentamiento de contacto que produce una cimentación superficial sobre el suelo de desplante de la misma puede calcularse para un área cuadrada, y considerando el módulo de Poisson $\nu = 0.5$, por la expresión que sigue.

Para el centro del área cargada uniformemente:

$$S_1 = 0.84 \frac{qB}{E} \quad (4.76)$$



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.29, Asentamiento con Carga Uniformemente Repartida

Para la esquina del área cargada uniformemente:

$$S_2 = 0.42 \frac{qB}{E} \quad (4.77)$$

Si el área cargada es rectangular, la expresión que deberá emplearse para la esquina es:

$$S = qB \frac{1-\mu^2}{E} N \quad (4.78)$$

En las expresiones anteriores:

S = Asentamiento, en cm.

q = Presión de contacto, en kg/cm^2 .

B = Ancho del área cargada, en cm.

E = Módulo de elasticidad del suelo, en kg/cm^2 .

N = Valor de influencia que depende de la relación largo a ancho (L/B) del área cargada.

En los casos anteriores la cimentación se supone está colocada en la superficie del terreno. Si la cimentación está desplantada dentro de la masa del suelo, los asentamientos de contacto son menores.

Si la relación de la profundidad (D) de desplante al ancho (B) del área cargada es igual a 1, o sea, cuando $B = D_f$, el asentamiento de contacto será del valor calculado con las fórmulas anteriores. Si D_f es mayor que B , en cualquier cantidad, debe tomarse la mitad de asentamiento calculada por cualquiera de las fórmulas antes mencionadas.

Cuadro 4.12, Valor de N por Schleicher

Valores de N dados por Schleicher	
L/B	N
1.00	0.56
2.00	0.76
3.00	0.88
4.00	0.95
5.00	1.00

Fuente: Peck, 2009.

El valor de E puede obtenerse empleando los esfuerzos y las deformaciones que se presentan en la prueba de compresión axial no confinada. Para reducir el asentamiento diferencial debido a las variaciones de la carga viva es conveniente mantener igual presión de contacto para todas las cimentaciones bajo la llamada carga de servicio.

Cuadro 4.13, Asentamientos diferenciales Máximos Permisibles

Asentamientos diferenciales máximos permisibles según el tipo de estructura		
Tipo de estructura	Para arenas y arcillas duras	Para arcillas suaves
Cimentaciones de columnas para:		
a) Estructuras de acero y de concreto reforzado	0.002L	0.002L
b) Para columnas recubiertas de ladrillo.	0.007L	0.001L

L = Distancia entre ejes de columnas, en cm.

Fuente: Crespo, 2008.

La carga de servicio es aquella que gravita sobre la estructura el tiempo suficiente para producir asentamiento por consolidación del suelo. En los suelos finos arcillosos las cargas de poca duración se pueden considerar como que no producen asentamiento, por lo que la carga de servicio será nada más la carga muerta más un porcentaje de carga viva. Para los suelos granulares la carga de servicio debe ser aquella que se espera se presente en cualquier tiempo de la vida de la estructura, ya que estos suelos se asientan casi inmediatamente después que reciben cargas.

El GDF – NTC (2004), propone revisar los asentamientos para el caso de los pilotes y las pilas de la siguiente forma:

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán en cuenta las excentricidades de carga.

Deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas. En estas determinaciones, se tomará en cuenta el efecto restrictivo de los pilotes.

Para el caso de pilotes de punta y pilas, los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidas, incluyendo, en su caso, la fricción negativa, y la de los estratos localizados bajo el nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

4.8.3. Asentamientos en Suelos según la Teoría de la Elasticidad

Cuando los esfuerzos y desplazamientos dependen de las características de esfuerzo - deformación del suelo y el resultado de las pruebas conserva un comportamiento lineal, se pueden utilizar los datos obtenidos por medio de la teoría de la elasticidad (si se quiere conocer la respuesta a esfuerzos y deformaciones inmediatas del suelo). Sin embargo, los resultados obtenidos por la teoría de la elasticidad deben ser tomados con reserva o de manera auxiliar, pues ésta considera al suelo como un material elástico ideal, debiendo cumplir con las hipótesis generales de la elasticidad de:

- 1.- Espacio semi-infinito.
- 2.- Isotrópico.
- 3.- Homogéneo.
- 4.- Cumplir con la ley de Hooke (figura 4.29).

Pero se sabe que los suelos no son materiales perfectamente elásticos y sólo en parte cumplen con las hipótesis de la elasticidad, como se muestra en la figura 4.30.

En el análisis de los asentamientos elásticos o inmediatos de una cimentación (superficial), se aplica la teoría de la elasticidad a la primera parte de los asentamientos o compresión inicial (figura 4.32), pero teniendo siempre en cuenta que los suelos no son materiales elásticos.

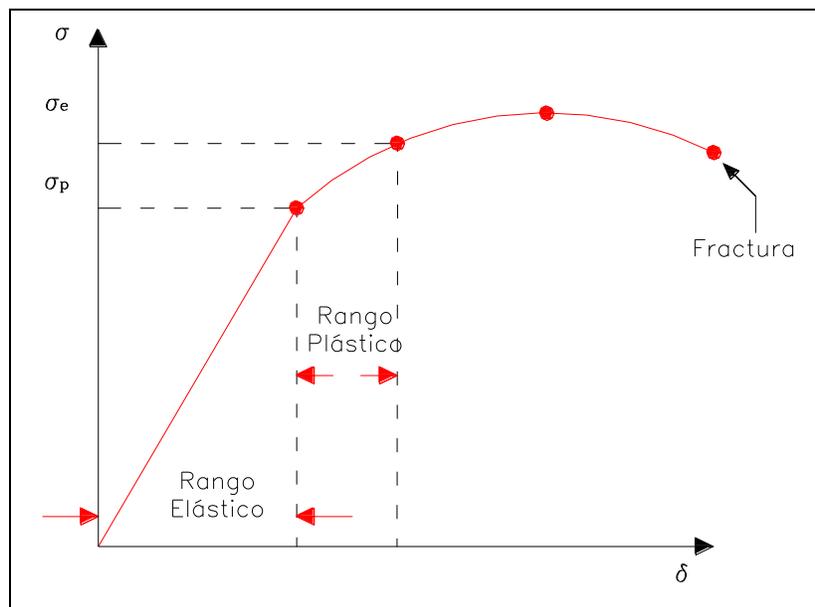
Aplicando la ley de Hooke, las fórmulas que se obtienen son:

$$\Delta p = \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) I_w \quad (\text{esquina de cimentación flexible}) \quad (4.79)$$

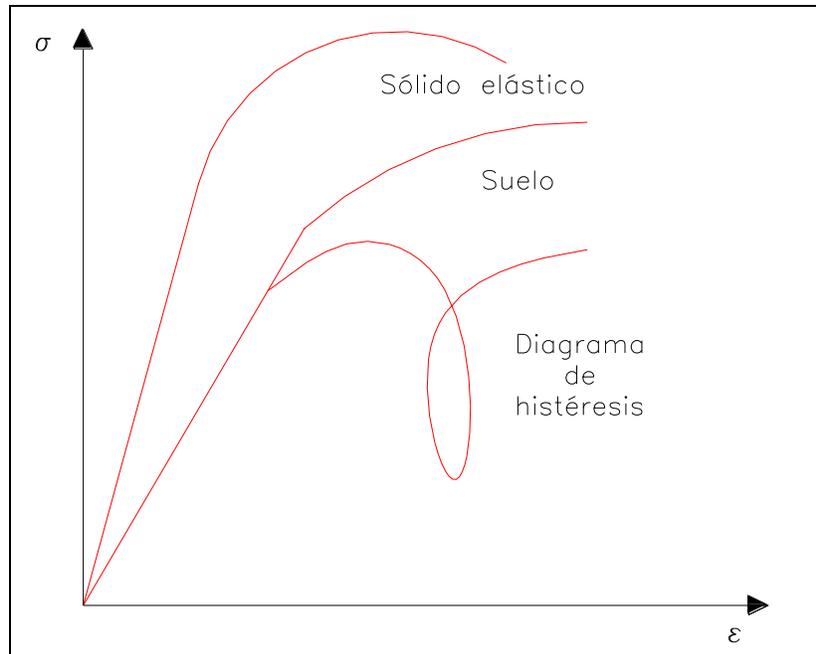
$$\Delta p = \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) \frac{I_w}{2} \quad (\text{centro de cimentación flexible}) \quad (4.86)$$

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

$m = \frac{L}{B}$; $B = \text{ancho de cimentación}$; $L = \text{longitud de la cimentación}$

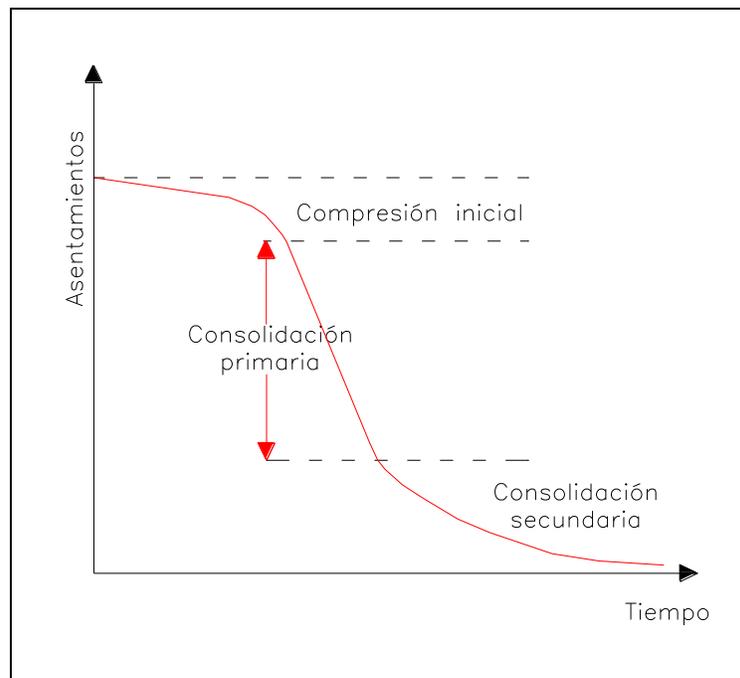


Fuente: Elaboración propia.
Figura 4.30, Ley de Hooke



Fuente: Elaboración propia.

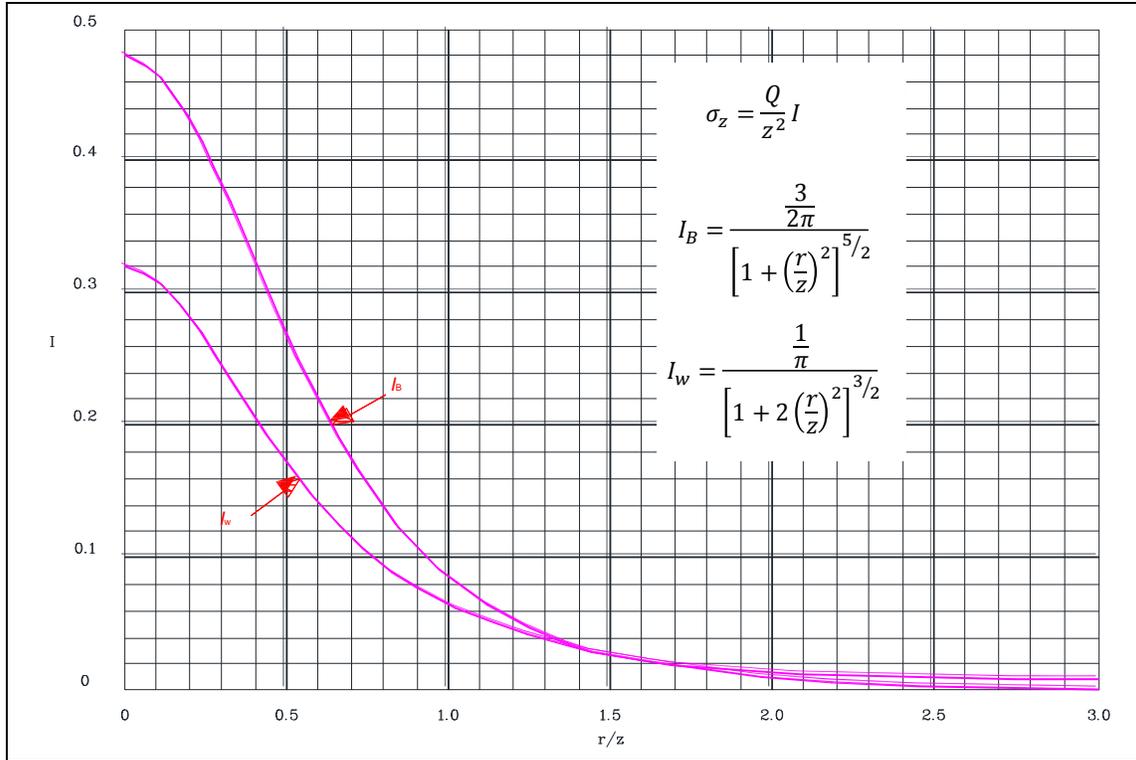
Figura 4.31, Diagrama de Esfuerzos de Distintos Materiales



Fuente: Elaboración propia.

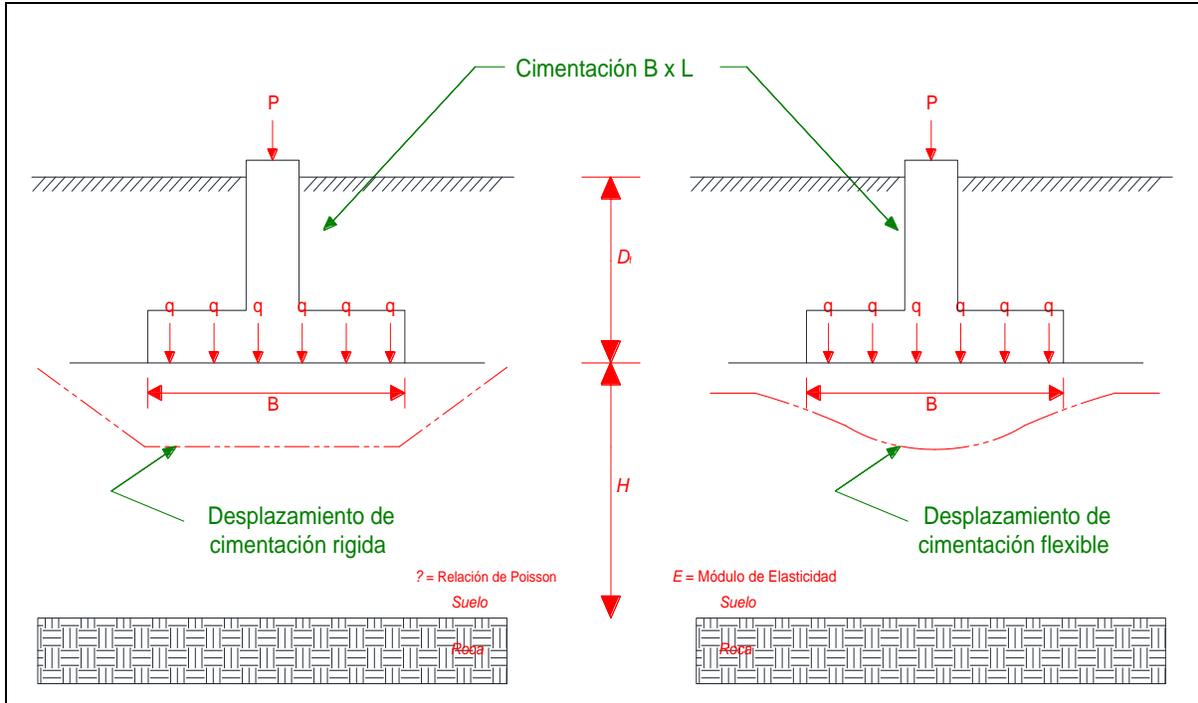
Figura 4.32, Asentamientos Respecto al Tiempo

Las fórmulas anteriores no contemplan las condiciones de frontera y profundidad de desplante, por lo que se agregó el factor de I_w (de Westergaard), que es función de L/B .



Fuente: Chávez y col., 2003.

Figura 4.33, Grafica para Determinar los Esfuerzos Verticales por Medio de los Factores de Influencia de Boussinesq y Westergaard



Fuente: Chávez y col., 2003.

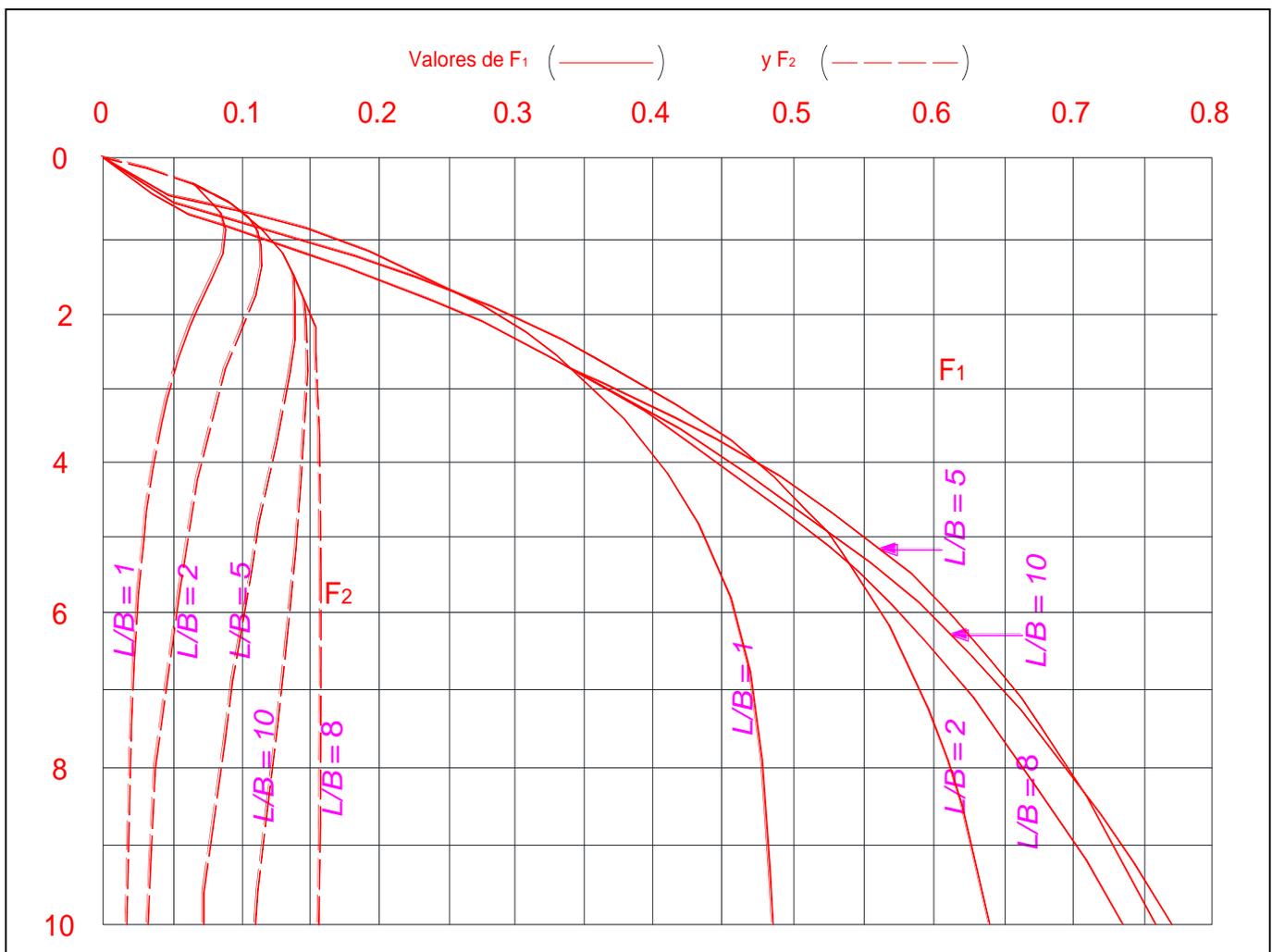
Figura 4.34, Asentamientos Elásticos y la Flexibilidad de la Cimentación

De la figura 4.34 se pueden apreciar las condiciones de frontera en una cimentación superficial y determinar que, cuando $D_f = 0$, $H < \infty$ debido a la presencia de una capa incompresible.

$$\Delta\rho = \frac{q_B}{E} (1 - \nu^2) [(1 - \nu^2)F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2)F_2] \quad (\text{Esquina de cimentación flexible}) \quad (4.87)$$

$$\Delta\rho = \frac{q_B}{E} (1 - \nu^2) \left[\frac{(1 - \nu^2)F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2)F_2}{2} \right] \quad (\text{Centro de cimentación flexible}) \quad (4.88)$$

Donde los factores de forma F_1 y F_2 se dan en la gráfica de la figura 4.34, para el cálculo de asentamientos elásticos o inmediatos.



Fuente: Juárez y Rico, 2011.

Figura 4.35, Factores de Influencia F_1 y F_2 de Steinbrenner

Otra teoría desarrollada por Timoshenko and Goodier fundada en la teoría de la elasticidad, presenta el asentamiento de la pila (δ_p) debido a la carga que se transmite por la punta (Q_p) como:

$$\delta_p = \frac{D \left(\frac{Q_p}{A_p} \right) (1-\nu^2)}{E_p} (I_s)(I_F)(F_1) \tag{4.92}$$

Donde:

E_p = módulo de elasticidad del material por debajo de la punta del pilote.

ν = relación de Poisson.

A_p = área de la sección transversal de la pila.

I_s = factor de forma (Igual a 1).

I_F = factor de empotramiento (Igual a 0.5).

F_1 = factor de reducción (Igual a 1).

Cuadro 4.14, Parámetros que se Requieren para Aplicar la Teoría de la Elasticidad

Constantes elásticas	Relación entre constantes elásticas
G = Módulo de rigidez	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
λ = Constante de Lamé	$\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$
k = Módulo de compresibilidad	$k = \frac{E}{3(1-2\nu)} = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$
E = Módulo de Young	$E = \frac{9kG}{3k+G}$
ν = Relación de Poisson	$\nu = \frac{3k-2G}{2(3k+G)}$

Fuente: Chávez y col., 2003.

4.8.4. Deformación del Concreto

La deformación que experimenta una pila o pilote al estar trabajando bajo las cargas de diseño se calcula de la siguiente manera:

$$\delta_c = \frac{(Q_{pr} + \xi Q_f)L_e}{E_c A_p} \tag{4.91}$$

Donde:

δ_c = acortamiento del elemento por deformación del concreto.

Q_{pr} = capacidad admisible por punta restringida a 0.025m.

Q_f = capacidad admisible por fricción.

ξ = distribución de la resistencia por fricción (igual a 0.5).

L_e = longitud efectiva.

E_c = modulo de elasticidad del concreto.

A_p = área de la sección transversal de la pila.

V-DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Para el diseño correcto de una cimentación es de suma importancia el estricto seguimiento de una serie de etapas esenciales:

1. Antecedentes: Consiste en la recopilación de información acerca de la localización de la estructura y el tipo de proyecto y geometría que presenta para así determinar las colindancias, el área disponible y las cargas existentes.
2. Campo: Ésta es una etapa de investigación directa, ya que, de acuerdo con los requerimientos del proyecto, implica exploraciones de suelo –someras, profundas y geofísicas (indirectas)- de las cuales se obtienen como resultado las propiedades mecánicas e índice, así como una estratificación del terreno, elementos que permiten conocer de manera detallada las condiciones del subsuelo.
3. Laboratorio: En ésta parte del proceso se realiza un análisis de las muestras obtenidas en campo a fin de obtener las propiedades índice (peso volumétrico, densidad de sólidos, porosidad, relación de vacíos, etc.) y las propiedades mecánicas (resistencia al corte, deformación, permeabilidad) necesarias para el diseño de la cimentación.
4. Gabinete o diseño: Tras el establecimiento de los parámetros de diseño y el esbozo de una visión general, es posible la formulación de propuestas de cimentación que incluyan la contemplación de la capacidad de carga y asentamientos, para así dilucidar qué opción resulta más conveniente en cuanto a la satisfacción de las exigencias del proyecto se refiere.

Este bosquejo teórico sirve de antesala para dar una revisión a la información obtenida en campo, donde se pretende realizar el desplante de la estructura (obra de toma), así como de las características geométricas de la obra, lo cual facilita la propuesta, adaptación y diseño de la cimentación.

A continuación se hace un seguimiento de los pasos mencionados anteriormente para desarrollar un proceso de diseño, que nos lleve a una propuesta que cumpla con los requerimientos de seguridad.

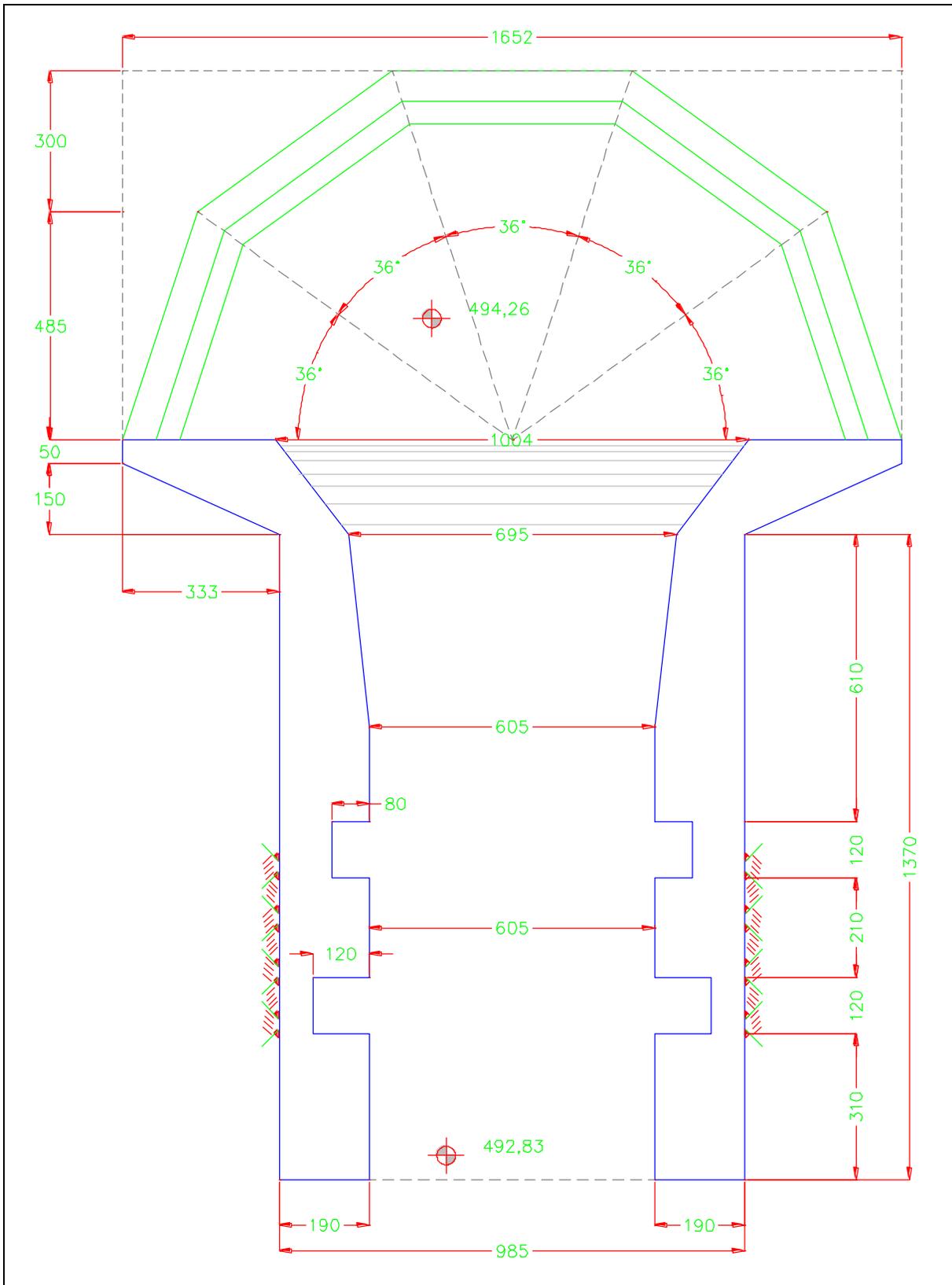
7.1. Obra de Toma



Fuente: Elaboración Propia.
Figura 5.1, Vista de la Obra de Toma

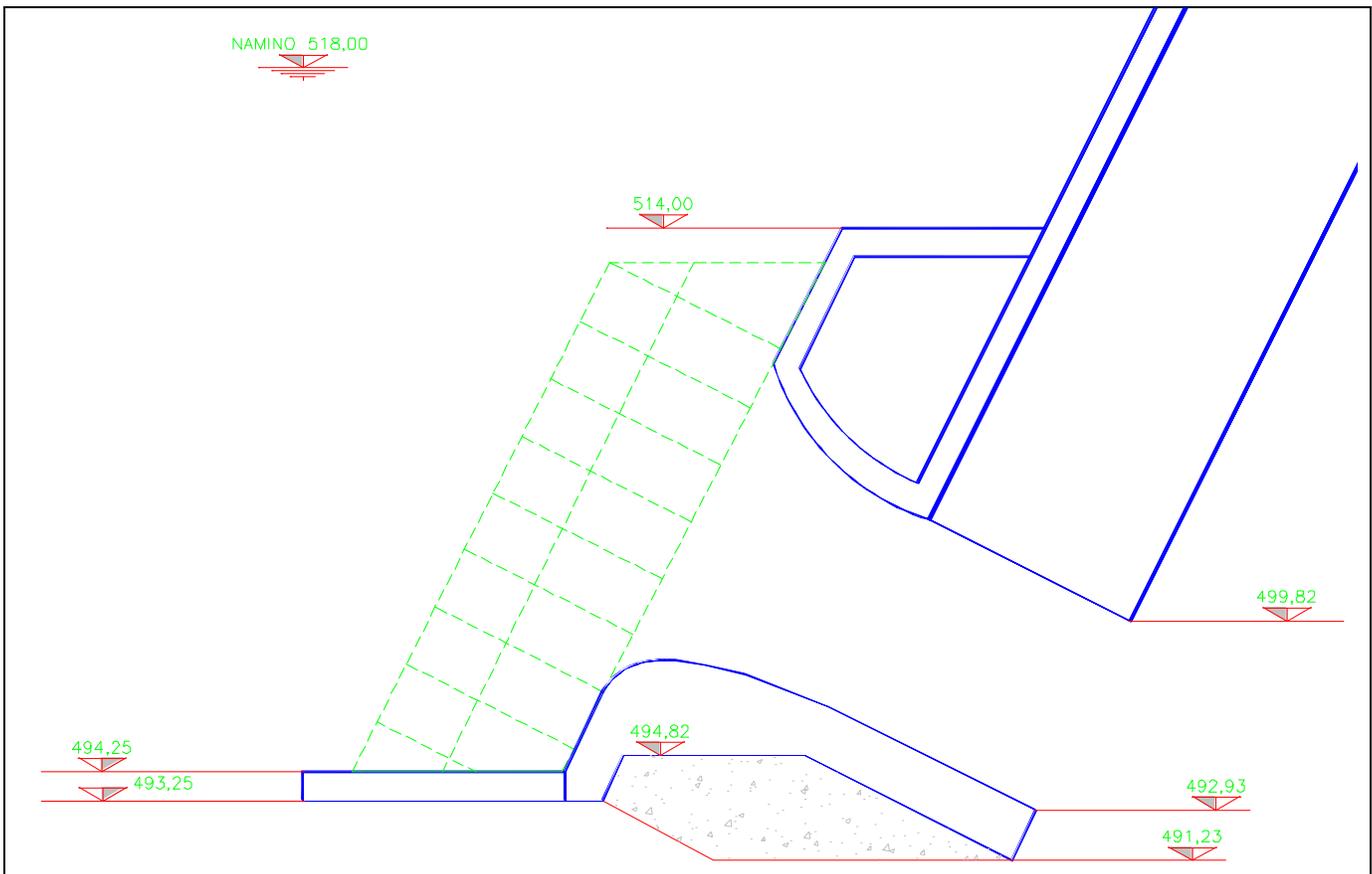
La obra de toma del P.H. La Yesca está conformada por una losa de aproximación que incluye al cimacio, rejillas de protección, la bocatoma, torre de deslizado de compuertas, compuertas y plataforma de operación de compuertas.

La estructura de la bocatoma tiene un vano de sección rectangular de 7.70 m de alto y 6.50 m de ancho, misma que se encuentra conectada por una subterránea conducción a presión. El umbral de la bocatoma está abocinado por ámbitos hidráulicos; en el interior se localizan las ranuras que permiten el deslizado de las compuertas con las que se hace la obturación, las cuales se operan desde una plataforma exterior.



Fuente: Elaboración Propia.
 Figura 5.2A, Planta de la Obra de Toma U2

Las compuertas se sirven de dos ranuras de deslizado: una para la compuerta de servicio y otra para la compuerta auxiliar. En la parte exterior de la bocatoma se colocan rejillas metálicas que impiden el paso de objetos grandes que pueden ser arrastrados por el río hacia los conductos. Las torres de deslizado consisten en un bloque de concreto de sección transversal de 9.85 m x 9.0 m que en su interior dan continuidad a las ranuras mencionadas anteriormente. Como complemento de la estructura de deslizado existe un ducto de aireación de un metro de diámetro, ubicado en la parte aguas abajo.



Fuente: Elaboración Propia.
 Figura 5.2B, Perfil de la Obra de Toma U2

7.2. Condición Geológica

La obra de toma se localiza en la margen derecha del río (figura 5.3), con una elevación de 494.26 m.s.n.m. Cabe resaltar que la zona del macizo donde se sitúa la obra de toma se encuentra afectada por fallas escalonadas y alabeadas que favorecen la formación de bloques. Entre dichas fallas destacan Crucero-Pitayo, Pilar y Escondida, tal como puede observarse en la figura 5.4. El arreglo y disposición de estas fallas permite identificar que el desplante de la cimentación de la obra de toma (Unidad 2) se ubica sobre roca de mala calidad, a diferencia de la cimentación de la Unidad 1, la cual goza de una base rocosa con condiciones más apropiadas.

La Falla Crucero- Pitayo está conformada por relleno de arcilla con un espesor de 1 m a 1.5 m de un color gris - verdoso y de roca brechada plástica que mantiene contacto con el agua. Se localiza a 7 m por debajo del nivel de terreno de la bocatoma y tiene un espesor total del orden estimado de 4 a 6 m en la zona de intersección con la falla Tap-1 y de 4 a 6 m por debajo del nivel de terreno natural de la bocatoma. En la figura 5.4 se observa que el desplante de la cimentación de la unidad 2 se encuentra localizado entre dos unidades litológicas separadas por la falla Tap1: toba lítica (Tmtl) y la combinación ignimbrita riódacítica (Tmird) e ignimbrita dácítica (Tmid). Ésta particularidad del terreno requirió la determinación a detalle de los parámetros geotécnicos de la zona de investigación.

Los estudios realizados permitieron definir la estratigrafía del lugar conformada por las tres unidades mencionadas con anterioridad a su vez constituidas por rocas ígneas extrusivas de origen volcánico; la toba lítica está formada por granos finos y cristales pequeños, la ignimbrita riódacítica por cenizas, pumitas y silicatos de lava, mientras que la ignimbrita dácítica está compuesta por cenizas, silicatos de lavas, granos finos y un alto contenido de hierro.

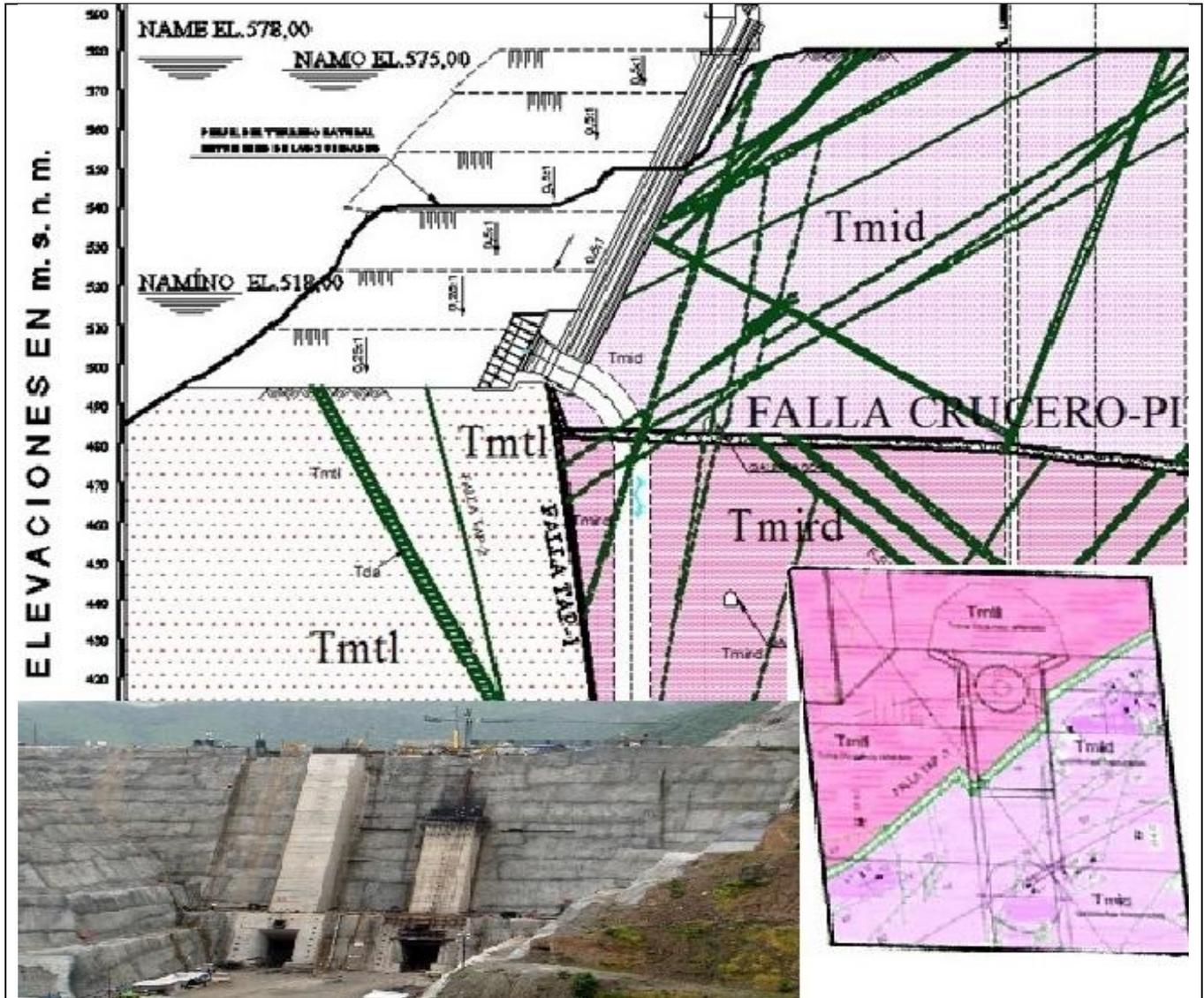


Fuente: CFE.

Figura 5.3, Vista General del P.H. La Yesca

Los estudios efectuados comprendieron sondeos exploratorios, ensayos de placa (“in situ”) y presiométricos (sondeo “in situ”), así como recolección de muestras con recuperación de núcleos para realizar pruebas triaxiales y de corte directo, de las cuales se obtuvieron los parámetros mecánicos que se muestran en el cuadro 5.1. En particular, de los ensayos presiométricos se adquirieron los módulos de deformación de las diferentes unidades litológicas.

Una vez obtenidos los parámetros mecánicos de los diferentes suelos que componen el terreno donde se contempla la desplantación de la cimentación, es posible analizar el comportamiento de las diversas alternativas con las que se cuenta, tales como las cimentaciones superficiales con losas o pilotes cortos; o las cimentaciones profundas con pilotes de punta y pilas. Otra alternativa consiste en un tratamiento especial del suelo a base de inyecciones de consolidación.



Fuente: CFE.

Figura 5.4, Geología de la Obra de Toma

En primera instancia, se observa que la Unidad litológica Tmtl tiene una cohesión baja, además de un módulo de elasticidad pobre, lo cual se traduce en una deformabilidad alta; mientras que las unidades litológicas Tmid y Tmird muestran parámetros aceptables. La problemática en este punto es la existencia de fallas geológicas debajo la cimentación y que se tengan dos unidades litológicas con diferencias apreciables en sus propiedades mecánicas y la mayor parte de la cimentación (mas de $\frac{3}{4}$ del área) se desplanta sobre el terreno con

propiedades mecánicas pobres (Tmtl), mientras que la esquina superior derecha (en dirección del flujo) de la cimentación posee una rigidez favorable.

Cuadro 5.1, Propiedades Mecánicas, Tmtl, Tmird, Tmid

ESTRATO	PROPIEDADES MECÁNICAS											
	Condición de campo	Profundidad		Peso específico (γ)		Modulo de Elasticidad (E*)		Poisson (ν)	Cohesión (c)		Ángulo de fricción (φ)	
de [m]		a [m]	[kN/m ³]	[kg/m ³]	[Mpa]	[kg/cm ²]	kPa		[kg/cm ²]	°		
Tmtl (Toba lítica)	Seco	0	10	23.50	2396.34	325	3313.96	0.25	25	0.25	36	
		10	20	24.50	2498.31	900	9177.11	0.26	50	0.51	38	
		20	30	25.00	2549.30	1200	12236.15	0.26	50	0.51	42	
	Saturado	0	10	23.50	2396.34	260*	2651.17	0.25	25	0.25	36	
		10	20	24.50	2498.31	720*	7341.69	0.26	50	0.51	38	
		20	30	25.00	2549.30	960*	9788.92	0.26	50	0.51	42	
	* Modulo de elasticidad reducido al 80% del valor original por saturación del material											
	Tmid (Ignimbrita riolodacítica)	Seco	0	10	25.00	2549.30	3980	40583.22	0.27	600	6.12	36
* Cohesión reducida en un 33% por saturación del material												
Tmird (Ignimbrita dácítica)	Seco	10	30	25.50	2600.29	5000	50983.95	0.27	1200	12.24	42	
												Saturado
	* Cohesión reducida en un 33% por saturación del material kg=kgf = kilogramo fuerza											

Fuente: Datos de estudio Geotécnico.

7.3. Análisis Geotécnico

Tras la obtención de la información con respecto a la naturaleza del suelo es posible la aplicación de la teoría, analizando en primera instancia la unidad litológica Tmtl, ya que presenta características más desfavorables. Previo a la aplicación de teorías de capacidad de carga, es importante hacer un análisis de la estructura a fin de determinar las cargas que transmitirá la cimentación al terreno, considerando la seguridad de la estructura.

En el diseño de toda cimentación, se consideran y evalúan para los estados los límites:

- a) De falla
 - a. Flotación.
 - b. Flujo plástico local o general del suelo bajo la cimentación.
 - c. Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.
- b) De servicio
 - a. Movimiento vertical, asentamiento o emersión, con respecto al nivel del terreno circundante.
 - b. Inclinación media de la construcción.
 - c. Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas.

7.3.1. Cargas de Diseño

Para una mayor aproximación al cálculo de las cargas producidas por la estructura, se dividió la obra de toma en diferentes componentes que resultan fáciles de cuantificar y se enlistan en la cuadro 5.2. Algunas cargas son obtenidas de información directa de la obra, mientras que otras son calculadas.

El área bajo la cuál actúa la carga de 18 671.60 t es de 14.0 m x 9.85 m (137.90 m²).

La selección de las cargas en la cual debe basarse un proyecto de cimentación influye tanto en la economía como en el tipo de cimentación, considerando que cada unidad de cimentación debe ser capaz de soportar cierta carga con un margen de seguridad razonable y contemplando la carga máxima a la que va a quedar sujeta, aun cuando ésta carga pueda actuar sólo de manera breve.

Cuadro 5.2, Cargas de Diseño

Proyecto: P.H. La Yesca		CARGAS DE DISEÑO								
Estructura: Bocatoma Unidad Dos										
Concepto	Material	Dimensiones					Peso			
		Peso Volum kg/m ³	Longitud m	Ancho m	Espesor m	Volumen m ³	kg	t		
Cuerpo Principal										
Lateral Der	Concreto armado	2400	87.6	7.8	1.3	871.3	2091164.8	2091.2		
Lateral Izq.	Concreto armado	2400	87.6	7.8	1.3	871.3	2091164.8	2091.2		
Muros de Torres										
Aguas Arriba	Concreto armado	2400	87.6	7.3	2.1	1340.5	3217223.9	3217.2		
Aguas Abajo	Concreto armado	2400	84.5	7.4	2.8	1738.3	4172001.6	4172.0		
Intermedia	Concreto armado	2400	86.2	7.4	1.4	920.5	2209106.0	2209.1		
Plataforma de Operación										
Plataforma	Concreto armado	2400	---	---	---	---				
Grúa	Acero	7850	---	---	---	---	1456000.0	1456.0		
Compuertas (2)	Acero	7850	---	---	---	---				
Bocatoma										
Muros Bocatoma	Concreto armado	2400	---	---	---	---	639160.4	639.2		
Portal de entrada o abocinamiento	Concreto armado	2400	---	---	---	---	1438724.9	1438.7		
Cargas vivas (plataforma)										
	Maquinaria	---	---	---	---	---				
	Personal	---	---	---	---	---	1357045.3	1357.0		
	Lluvia	---	---	---	---	---				
<i>kg = kgf = kilogramo fuerza</i>										
							TOTAL	<i>Carga</i>	<i>Unidad</i>	
								183105	kN	
								18671592	kg	
							18672	t		

Fuente: Elaboración con información de obra.

7.3.2. Capacidad de Carga

Es importante determinar las cargas admisibles soportadas por las diferentes cimentaciones; dichas cargas no deben producir desperfectos en la estructura soportada, respetando además un margen de seguridad. El coeficiente de seguridad depende de cada proyecto y debe seguir una validación cuidadosa de las condiciones particulares del terreno y estructura que maneje. Como regla general, es preciso aplicar un factor de seguridad de 3 con las cargas especificadas en los reglamento de construcción. Normalmente, el factor de seguridad no es menor a 2, aun cuando se cuente con un amplio conocimiento, tanto de las cargas máximas con un grado de precisión elevado como de las condiciones de suelo.

Los valores del F.S. a usarse son variables y dependen de la importancia que posee la obra y la cuantía de sus incertidumbres. Si en el análisis de cargas actuantes se consideran sólo aquellas que son permanentes, la recomendación es usar un F.S mínimo de 3, si se consideran además de las cargas permanentes las vivas actuantes, el F.S se puede reducirse a 2.5 o incluso a 2.

El F.S. se obtiene de recomendaciones del GDF – NTC, 2004 y del U.S.B.R. en el cual se menciona que, para combinaciones de carga ordinaria (Carga estructural + carga viva), el factor de seguridad recomendado es 3.

Por lo tanto el factor de seguridad adoptado es de 3.

Se considera que la cimentación cumple cuando la capacidad de carga admisible calculada es menor que la de falla y deberá estar suficientemente lejos de ésta como para dar un margen de seguridad adecuado, así como para cubrir todas las incertidumbres referentes a las propiedades de los suelos, magnitudes de carga actuantes, teorías de capacidad de carga usadas y a los problemas constructivos que se puedan tener.

No se hace el estudio de las llamadas fórmulas dinámicas, ya que éstas tratan de obtener la capacidad de carga del terreno a partir de la energía que libera el impacto del martillo al pilote, éstas ignoran la diferencia de respuestas de los materiales a tipos de carga diferentes como la estática y la del impacto (fuerzas viscosas), también no toman en cuenta el cambio de resistencia del suelo en torno al pilote con el tiempo, por ende su aplicación es muy limitada, éstas no representan un método racional para abordar el problema de capacidad de carga (Juárez y Rico,2011).

Debido a las características geotécnicas del lugar y configuración de la estructura se descartan algunas opciones de cimentación como son las zapatas y cajon ya que evidentemente la estructura y el tipo de suelo no son los pertinentes para la implementación de este tipo de cimentaciones, a su vez se descarta el mejoramiento de suelo por inyecciones de consolidación debido a la presencia de fallas geotécnicas y el costo que implicaría cubrir el área de mejoramiento.

La decisión de usar factores de carga (N'_c , N'_q y N'_γ), para falla local, radica en la alta deformabilidad que poseen los estratos, esto hace suponer que la falla ocurre antes de ser alcanzado el estado plástico del suelo.

Como arranque de cálculos se analiza la unidad litológica Tmtl, ya que posee las propiedades mecánicas más desfavorables, una vez escogida una alternativa que cumpla en este terreno, se analizará el comportamiento en las otras unidades litológicas.

7.3.2.1. Losa de cimentación

La primera opción analizada es la correspondiente a una cimentación de losa, se analiza para diferentes teorías para obtener una mayor certidumbre de los cálculos, se ponen primeramente los datos básicos, luego se muestra un cuadro de cálculo, se hace un ejemplo en el que se describe el proceder de las operaciones y las fórmulas empleadas, los resultados obtenidos de cada alternativa analizada se muestran en el *Anexo – A, 1.1 LOSA*. Al final se muestran las graficas comparativas entre alternativas y se hacen las observaciones

pertinentes. Para dar un veredicto final deberá revisarse también los asentamientos que se presenten. Ésta metodología también se aplicara para las otras opciones de cimentación.

7.3.2.1.1. Teoría de Prandtl -Terzaghi

Cuadro 5.3, Parámetros de Diseño Prandtl – Terzaghi para Losa

DATOS BÁSICOS	
Unidad litológica: Tmtl	Descripción
c = 0.25 kg/cm ²	Cohesión
φ = 36°	Ángulo de fricción
γ = 2396.34 kg/m ³	Peso específico
B= 9.85 m	Ancho del cimient
Nq'= 14	Factores de carga
Nc' = 25	
Nγ' = 12	
F.S.= 3	Factor de seguridad

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.4, Esquema de Cálculos Prandtl – Terzaghi para Losa

D _f [m]	q _u [t/m ²]	q _a [t/m ²]	q _{est} [t/m ²]	Observación
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	$q_u = 2/3 c N'c + \gamma D_f N'q + 1/2 \gamma B N'\gamma$	$q_a = q_u / (F.S.)$	CARGA QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA A LA CIMENTACIÓN (BAJADA DE CARGAS)	Si $q_a < q_{est}$, No cumple

Fuente: Elaboración propia.

Como lo muestra el cuadro 5.4, la forma de efectuar los cálculos es la siguiente, una vez definida la geometría de la losa y la profundidad de desplante donde se desea analizar, se aplica la teoría de capacidad de carga, sustituyendo los valores de diseño en la fórmula:

$$q_u = \left(\frac{2}{3}\right) (0.25)(10)(25) + (2.39634)(3.00)(14) + \left(\frac{1}{2}\right) (2.39634)(9.85)(12) = 284.757 \text{ t/m}^2$$

La cohesión se multiplica x10 para pasar de kg/cm² a t/m², los valores de factor de carga son obtenidos de la gráfica 4.16 del capítulo IV, se decide que sea falla local, como previamente se ha mencionado ya que las características del suelo prevén que es un suelo muy deformable esto hace que la falla no se presente a una carga máxima, sino antes por deformación.

Para obtener la capacidad de carga admisible se divide q_u entre el F.S. y se compara la capacidad obtenida con la actuente. La capacidad admisible de la losa debe ser mayor a las fuerzas actuantes para que cumpla con los requerimientos.

$$q_a = \left(\frac{284.757}{3} \right) = 94.919 \frac{t}{m^2} > 180.53 \frac{t}{m^2} \therefore \text{no cumple}$$

7.3.2.1.2. Teoría de Meyerhof

Cuadro 5.5, Parámetros de Diseño Meyerhof para Losa

DATOS BÁSICOS	
Unidad litológica: Tmtl	Descripción
c = 0.25 kg/cm ²	Cohesión
φ = 36°	Ángulo de fricción
γ = 2396.34 kg/m ³	Peso específico
B = 9.85 m	Ancho del cimiento
Nq = 37.75	Factores de carga
Nc = 50.59	
Nγ = 44.43	
F.S. = 3	Factor de seguridad

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.6, Esquema de Cálculos Meyerhof para Losa

D _f [m]	P ₀ [kg/m ²]	q _u [t/m ²]	q _a [t/m ²]	q _{est} [t/m ²]	Observación
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	P ₀ = γD _f	q _u = cN _c + P ₀ N _q + 1/2 γBNγ	q _a = q _u / (F.S.)	CARGA QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA A LA CIMENTACIÓN (BAJADA DE CARGAS)	Si q _a < q _{est} , No cumple

Fuente: Elaboración propia.

Siguiendo con el cuadro 5.6, la forma de proceder es de manera muy similar a la teoría de Terzaghi, sólo que ahora se toman en cuenta los esfuerzos cortantes que se desarrollan y cambian los factores de carga.

$$q_u = (0.25)(10)(50.59) + (2.39634)(3.00)(37.75) + \left(\frac{1}{2} \right) (2.39634)(9.85)(44.43)$$

$$= 924.712 \text{ t/m}^2$$

Los valores de factores de carga son obtenidos de la gráfica 4.19 del capítulo IV, se toman los factores de carga para falla general ya que Meyerhof recomienda que sus valores para falla

local sean considerados en cimentaciones profundas, cabe destacar también que p_0 se ve afectada según el nivel freático que se tenga ya que en ese caso $\gamma = \gamma'$ donde $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$, pero en este caso no se considera el suelo saturado.

$$q_a = \left(\frac{924.712}{3}\right) = 308.237 \frac{t}{m^2} > 180.53 \frac{t}{m^2} \therefore \text{cumple}$$

7.3.2.1.3. Teoría de Bell

Cuadro 5.7, Parámetros de Diseño Bell para Losa

DATOS BÁSICOS	
Unidad litológica: Tmtl	Descripción
c = 0.25 kg/cm ²	Cohesión
φ = 36°	Ángulo de fricción
γ = 2396.34 kg/m ³	Peso específico
B= 9.85 m	Ancho del cimiento
L= 10.50 m	Largo del cimiento
L/B= 1.06	Relación largo ancho
Nq= 15	Factores de carga
Nc = 18	
Nγ = 28	
Para Nc = 1.12	Factores de corrección
Para Nγ = 0.90	
F.S.= 3	Factor de seguridad

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.8, Esquema de Cálculos Bell para Losa

D _f [m]	q _u [t/m ²]	q _a [t/m ²]	q _{est} [t/m ²]	Observación
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$	$q_a = q_u / (F.S.)$	CARGA QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA A LA CIMENTACIÓN (BAJADA DE	$Si q_a < q_{est}, \text{No cumple}$

Fuente: Elaboración propia.

La forma de proceder en la teoría de Bell es similar a las anteriores teorías sólo que el autor propuso sus factores para capacidad de carga, en base a sus propios estudios y consideraciones.

$$q_u = (0.25)(10)(18) + (2.39634)(3.00)(15) + \left(\frac{1}{2}\right)(2.39634)(9.85)(28) = 456.637 \text{ t/m}^2$$

Los valores de factores de carga son obtenidos de la gráfica 4.21 del capítulo IV. El autor sólo maneja valores para falla general por eso se proponen esos factores de carga.

$$q_a = \left(\frac{456.637}{3} \right) = 152.212 \frac{t}{m^2} > 180.53 \frac{t}{m^2} \therefore \text{no cumple}$$

7.3.2.1.4. Teoría de Brinch-Hansen

Cuadro 5.9, Parámetros de Diseño Brinch – Hansen para Losa

DATOS BÁSICOS	
Unidad litológica: Tmtl	Descripción
c = 0.25 kg/cm ²	Cohesión
φ = 36° °	Ángulo de fricción
γ = 2396.34 kg/m ³	Peso específico
B = 9.85 m	Ancho del cimiento
L = 10.50 m	Longitud del cimiento
L/B = 1.06	Relación largo - ancho
Nq = 37.75	Factores de carga
Nc = 50.58	
Nγ = 53.40	
F.S. = 3	Factor de seguridad

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.10, Esquema de Cálculos Brinch – Hansen para Losa

D _f [m]	D _f /B	Factor de forma			Factor de profundidad			D _f [m]	q _u [t/m ²]	q _a [t/m ²]	q _{est} [t/m ²]	Observación
		S _c	S _q	S _γ	d _c	d _q	d _γ					
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	RELACIÓN PROFUNDIDAD DE DESPLANTE ANCHO/ANCHO DEL CIMIENTO	S _c = 1 + (N _q /N _c)	S _q = 1 + tanφ	S _γ = 0.6	d _c = 1 + 0.4 arctan(D _f /B)	d _q = 1 + 2 tanφ(1 - sinφ) ² (D _f /B)	d _γ = 1	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	q _u = cN _c S _c d _c + γD _f N _q S _q d _q + 1/2γBN _γ S _γ d _γ	q _a = Q _u /F.S.	CARGA QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA A LA CIMENTACIÓN (BA/ADADE CARGAS)	Si q _a [conjunto] < q _{est} , No cumple
Para D _f /B < 1												

Fuente: Elaboración propia.

De forma análoga que las demás teorías, Brinch – Hansen propone, en base a sus experiemntos ciertos valores para los factores de carga, estos se toman del cuadro 4.4 del capítulo IV, además ésta teoría se complementa con los factores de forma y profundidad. Para

obtener el valor de los factores de forma primero habrá que calcular la relación entre la profundidad y el ancho del cimiento para saber con que condición calcular los factores, como lo muestran los cuadros 4.6, 4.7 y 4.8 del capítulo IV.

$$D_f/B = 300/985 = 0.305$$

$$S_c = 1 + \left(\frac{37.75}{50.58}\right) = 1.70, \quad S_q = 1 + \tan 36 = 1.682, \quad S_\gamma = 0.60$$

$$d_c = 1 + 0.4 \arctan(0.305) = 1.122, \quad d_q = 1 + 2 \tan 36 (1 - \sin 36)^2 (0.305) = 1.00$$

$$d_\gamma = 1.00$$

$$q_u = (0.25)(10)(50.58)(1.70)(1.122) + (2.39634)(3)(37.75)(1.682)(1.00) + \left(\frac{1}{2}\right)(2.39634)(9.85)(53.40)(0.60)(1.00) = 651.750 \text{ t/m}^2$$

$$q_a = \left(\frac{651.750}{3}\right) = 217.250 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} > 180.53 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \therefore \text{cumple}$$

7.3.2.1.5. Teoría del GDF – NTC, 2004

Cuadro 5.11, Parámetros de Diseño GDF - NTC, 2004 para Losa

DATOS BÁSICOS	
Unidad litológica: Tmtl	Descripción
c = 0.25 kg/cm ²	Cohesión
φ = 36 °	Ángulo de fricción
γ = 2396.34 kg/m ³	Peso específico
B = 9.85 m	Ancho del cimiento
L = 10.50 m	Longitud del cimiento
B/L = 0.938	Relación ancho-largo
Nq = 63.43	Factores de carga
Nc = ---	
Nγ = 58.54	
Para Nq = 1.682	Factores de corrección
Para Nγ = 0.625	
F _R = 0.7	Factor de resistencia
F _c = 1.40	Factor de carga

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.12, Esquema de Cálculos GDF - NTC, 2004 para Losa

D_f [m]	D_f/B	N_q	N_γ	p_v [t/m ²]	p'_v [t/m ²]	q_u [t/m ²]	q_a [t/m ²]	q_{est} [t/m ²]	Observación
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	RELACIÓN PROFUNDIDAD ANCHO - BASE	$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) (1 + (B/L) \tan \phi)$	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi (1 - 0.4(B/L))$	$p_v = \gamma D_f$	$p'_v = p_v - u$	$q_u = [p'_v (N_q - 1) + (\gamma B N_\gamma / 2)] F_R + p_v$	$q_a = q_u / F_c$	$q_{est} = \Sigma Q / A$	<i>Si $q_a < q_{est}$, No cumple</i>
						Fc = Factor de 1.40	F _R = Factor de 0.70		

Fuente: Elaboración propia.

Por último, se ejemplifica la metodología presentada en el reglamento del D.F. (GDF – NTC, 2004), los factores de capacidad de carga son calculados en base al ángulo de fricción interna del suelo y la relación profundidad ancho de cimiento, por lo que los cálculos empiezan obteniendo dicha relación, una vez hecho esto se apoya de las ecuaciones presentes en las NTC – 2004 que corresponden a las ecs. 4.53 y 4.54 a demás de los cuadros 4.10 y 4.10 del capítulo IV de ésta tesis.

$$D_f/B = 300/985 = 0.305$$

$$N_q = e^{\pi \tan 36} \tan^2 \left(45 + \frac{36}{2} \right) [1 + (0.938)(\tan 36)] = 63.43$$

$$N_\gamma = 2(63.43 + 1)(\tan 36)[1 - 0.4(0.938)] = 58.54$$

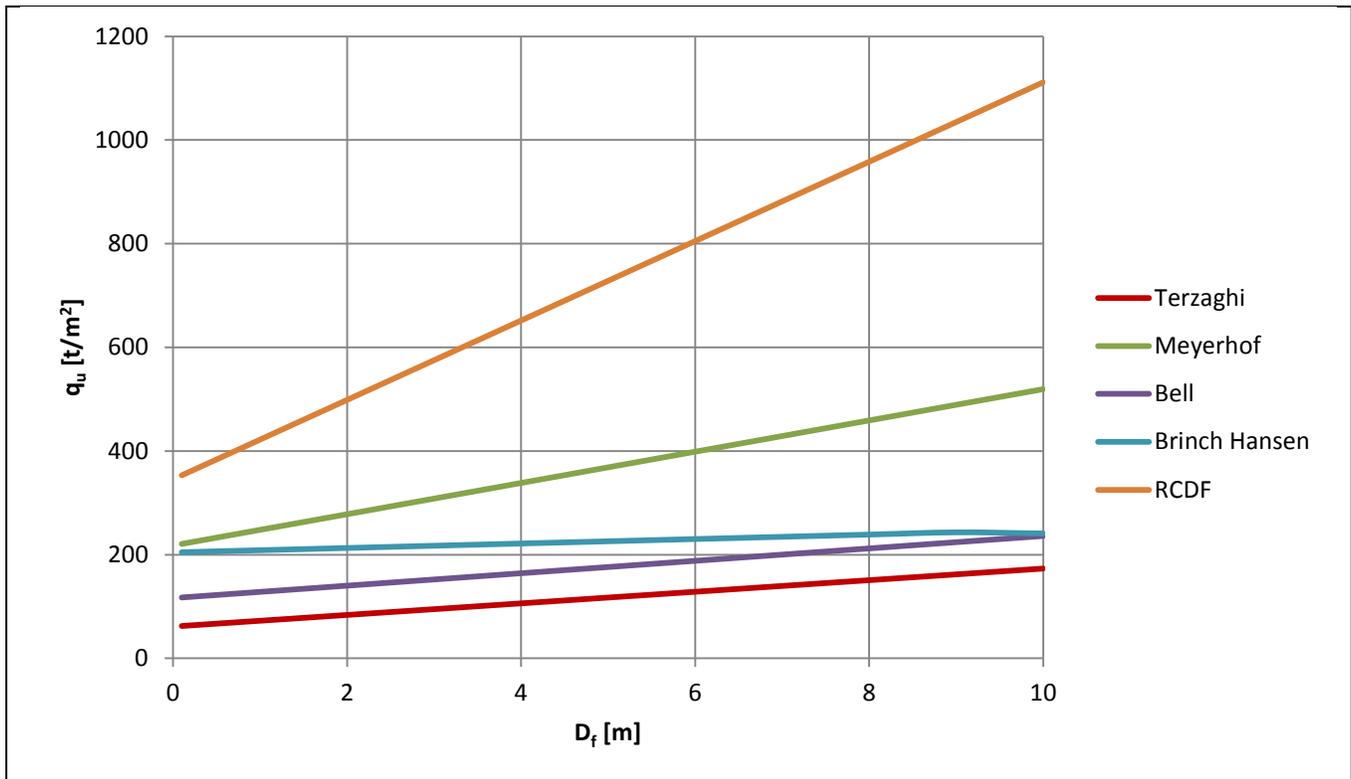
$$p_v = 2396.34(3) = 7.19 \text{ t/m}^2$$

$$p'_v = 7.19 - 0 = 7.19 \frac{t}{m^2}, \quad u = 0, \text{ porque no se considera suelo saturado}$$

$$q_u = (7.19)(63.43 - 1) + \left(\frac{2.39634(9.85)(58.54)}{2} \right) 0.70 + 7.19 = 805.247 \text{ t/m}^2$$

$$q_a = \frac{805.247}{1.4} = 575.18 \frac{t}{m^2} > 252.74 \frac{t}{m^2} \therefore \text{cumple}$$

7.3.2.1.6. Gráficas Comparativas



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.5, Capacidad de Carga Admisibles Losas

De la comparación entre resultados se observa que no hay una tendencia muy marcada, el GDF-NTC, 2004 nos da valores muy por encima de la media de las demás teorías, las teorías de Terzaghi y Bell arrojan como resultado que la cimentación por losa no cumple con capacidad de carga, las demás teorías (Brinch Hansen y Meyerhof), consideran otros factores, éstas nos dicen que cumplen para cualquier profundidad de desplante, aun que los resultados obtenidos no son confiables por la disparidad entre teorías, se concluye que para el análisis de capacidad de carga, la losa resulta una opción viable, pero para seleccionar este tipo de cimentación habrá que revisar el estado límite de servicio (asentamientos) y emitir un veredicto final sobre ésta alternativa.

7.3.2.2. Pilotes y Pilas

Para comparar los comportamientos que se pueden presentar a diferentes tipos (diámetros y profundidad de desplante) de pilotes, se hacen varios cálculos, aplicando las diferentes teorías de capacidad de carga enunciadas en el capítulo IV, dichos cálculos se muestran en el Anexo – A, 1.2 PILOTES y 1.3 PILAS.

El comportamiento de un grupo de pilotes es distinto al de un pilote aislado, tanto en lo que respecta a capacidad de carga, como en lo referente a asentamientos, en pilotes de punta

apoyados sobre estratos resistentes no subyacidos por estratos compresibles, la capacidad de carga del grupo es en general similar a la que se obtiene multiplicando la carga soportada por un pilote individual por el número de pilotes. Sin embargo, existe muchas incertidumbres todavia sin dilucidar, en especial si el estrato de apoyo es de naturaleza friccionante (Juárez y Rico,2011).

La cantidad de pilotes que puede contener en planta la estructura se hace tomando en cuenta el área de poyo y considerando como espaciameinto razonable 2.5 veces el diámetro, medido de centro a centro entre los pilotes.

7.3.2.2.1. Teoría de Prandtl – Terzaghi

Cuadro 5.13, Parámetros de diseño Prandtl – Terzaghi para Pilotes y Pilas

DATOS BÁSICOS		
D _f [m]	Unidad litológica: Tmtl	Factores
0-10	c = 0.25 kg/cm ²	N'c = 25 N'q= 14 N'y= 12
	φ= 36°	
	γ= 2396.34 kg/m ³	
	v= 0.25	
	E= 2651.17 kg/cm ²	
10-20	c = 0.51 kg/cm ²	N'c = 32 N'q= 18 N'y= 18
	φ= 38°	
	γ= 2498.31 kg/m ³	
	v= 0.26	
	E= 7341.69 kg/cm ²	
20->30	c = 0.51 kg/cm ²	N'c = 42 N'q= 25 N'y= 23
	φ 42°	
	γ= 2549.30 kg/m ³	
	v= 0.26	
	E= 9788.92 kg/cm ²	
	F.S.= 3	

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.14, Esquema de Cálculos Prandtl – Terzaghi para Pilotes y Pilas

B= Diámetro m		A _p = Área transversal del pilote m ²							
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a [conjunto]	Observación
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	$q_u = \frac{2}{3}cN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2}\gamma B N'_\gamma$	$Q_u = q_u A_p$	$Q_f = f_{fr}(P\Delta L)$ $f_{fr} = K_0 \gamma z \tan \delta$	$Q_a = \frac{Q_u + Q_f}{F.S.}$	CARGA QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA A LA CIMENTACIÓN (BAJADA DE CARGAS)	Para cada pilote individual Si $q_a < q_{est}$, No cumple	$\#Pilotes = \frac{Q_{est}}{Q_a}$	$Q_a [conjunto] = Q_a (\#Pilotes)$	Para cada pilote individual Si $Q_a [conjunto] < Q_{est}$, No cumple
Número máximo de pilotes que puede alojar la planta:									

Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de pilas y pilotes, las teorías de capacidad de carga son las mismas, lo que hace la distinción entre éste tipo de cimentaciones es el diámetro. Las teorías de capacidad de carga se proponen bajo el modelo de Terzaghi (ecs. 4.40 o 4.41), con otros factores de capacidad de carga o factores de corrección, la capacidad de carga por fricción (Q_f) en suelo friccionantes es un problema prácticamente no resuelto en el campo teórico. Algunos autores suponen que la fricción lateral sigue una ley lineal a lo largo del fuste, aumentando la fricción con la profundidad; expresan dicha fricción como una fracción de la presión normal por peso propio del suelo que exista en un nivel determinado, en está ecuación (4.63), K₀ es el coeficiente de empuje de tierras y se toma como 0.5 y δ es el ángulo de fricción a considerar entre el suelo y pilote, se calcula como: 2/3Φ (Juárez y Rico, 2011).

Los factores de carga son obtenidos de la figura 4.16 del capítulo IV del presente trabajo, el resultado completo de los cálculos se muestra en el Anexo – A.

$$D_f = 18 \text{ m}, \quad D = 0.70 \text{ m}$$

$$q_u = \left(\frac{2}{3}\right) (0.51)(10)(32) + [(2.49831)(18 - 10) + (2.39634)(10)](18) + \left(\frac{1}{2}\right) (2.49831)(0.70)(18) = 915.638 \text{ t/m}^2$$

$$Q_u = \frac{915.638}{0.385} = 352.379 \text{ t}$$

$$Q_f = [(0.5)(2.39634)(10)(\tan 0.42)](\pi)(0.70)(10) + [(0.5)(2.49831)(18 - 10)(\tan 0.44)](\pi)(0.70)(18 - 10) = 200.544 t$$

$$Q_a = \frac{352.379 + 200.544}{3} = 184.308 t$$

$$Q_{est} = 18671.592 t, Q_a < Q_{est} \therefore \text{no cumple}$$

$$\#Pilotes = \frac{18671.592}{184.308} = 102 \text{ pilotes}$$

$$Q_{a[\text{conjunto}]} = 102(184.308) = 18799.380 t$$

$$Q_{est} < Q_a \therefore \text{cumple}$$

7.3.2.2.2. Teoría de Meyerhof

Cuadro 5.15, Parámetros de Diseño Meyerhof para Pilotes y Pilas

DATOS BÁSICOS		
D _f [m]	Unidad litológica: Tmtl	Factores
0-10	c = 0.25 kg/cm ² φ = 36° γ = 2396.34 kg/m ³ ν = 0.25 E = 2651.17 kg/cm ²	N'c = 90 N'q = 85
10-20	c = 0.51 kg/cm ² φ = 38° γ = 2498.31 kg/m ³ ν = 0.6 E = 7341.69 kg/cm ²	N'c = 120 N'q = 110
20->30	c = 0.51 kg/cm ² φ = 42° γ = 2549.30 kg/m ³ ν = 0.26 E = 9788.92 kg/cm ²	N'c = 160 N'q = 160
		F.S. = 3

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.16, Esquema de Cálculos Meyerhof

B= Diámetro pilote m			A _p = Área transversal del pilote m ²						
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a [conjunto]	Observación
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	$q_u = cN'_c + \gamma D_f N'_q$	$Q_u = q_u A_p$	$Q_f = f_{fr}(P\Delta L)$ $f_{fr} = K_0 \gamma z \tan \delta$	$Q_a = \frac{Q_u + Q_f}{F.S.}$	CARGA QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA A LA CIMENTACIÓN (BAJADA DE CARGAS)	Para cada pilote individual Si $Q_a < Q_{est}$, No cumple	$\#Pilotes = \frac{Q_{est}}{Q_a}$	$Q_a [conjunto] = Q_a (\#Pilotes)$	Para cada pilote individual Si $Q_a [conjunto] < Q_{est}$, No cumple
Número máximo de pilotes que puede alojar la planta:									

Fuente: Elaboración propia.

Los factores de carga son obtenidos de la figura 4.19 del capítulo IV de éste trabajo, se ejemplifica el proceso de cálculo a continuación, la corrida de todos los cálculos se presentan en el Anexo –A.

$$D_f = 18 \text{ m}, \quad D = 0.70 \text{ m}$$

$$q_u = (0.51)(10)(120) + [(2.49831)(18 - 10) + (2.39634)(10)](110) = 5446.489 \text{ t/m}^2$$

$$Q_u = \frac{5446.489}{0.385} = 2096.055 \text{ t}$$

$$Q_f = [(0.5)(2.39634)(10)(\tan 0.42)](\pi)(0.70)(10) + [(0.5)(2.49831)(18 - 10)(\tan 0.44)](\pi)(0.70)(18 - 10) = 200.544 \text{ t}$$

$$Q_a = \frac{2096.055 + 200.544}{3} = 765.533 \text{ t}$$

$$Q_{est} = 18671.592 \text{ t}, \quad Q_a < Q_{est} \therefore \text{no cumple}$$

$$\#Pilotes = \frac{18671.592}{765.533} = 25 \text{ pilotes}$$

$$Q_a [conjunto] = 25(765.533) = 19138.324 \text{ t}$$

$$Q_{est} < Q_a \therefore \text{cumple}$$

7.3.2.2.3. Teoría de Bell

Cuadro 5.17, Parámetros de Diseño Bell

DATOS BÁSICOS			
D _f [m]	Unidad litológica: Tmtl	Factores	Factores de corrección
0-10	c = 0.25 kg/cm ² φ = 36° γ = 2396.34 kg/m ³ v = 0.25 E = 2651.17 kg/cm ²	Nc = 18 Nq = 15 Ny = 28	Para: Nc = 1.2 Ny = 0.7 L/B = 1
10-20	c = 0.51 kg/cm ² φ = 38° γ = 2498.31 kg/m ³ v = 0.26 E = 7341.69 kg/cm ²	Nc = 24 Nq = 20 Ny = 40	
20->30	c = 0.51 kg/cm ² φ = 42° γ = 2549.30 kg/m ³ v = 0.26 E = 9788.92 kg/cm ²	Nc = 26 Nq = 25 Ny = 28	
F.S.=3			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.18, Esquema de Cálculos Bell

B= Diámetro pilote m			A _p = Área transversal del pilote m ²						
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u [t]	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a [conjunto]	Observación
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$	$Q_u = q_u A_p$	$Q_f = f_{fr} (P \Delta L)$ $f_{fr} = k_0 \gamma z \tan \delta$	$Q_a = \frac{Q_u + Q_f}{F.S.}$	CARGA QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA A LA CIMENTACIÓN (BAJADA DE CARGAS)	Para cada pilote individual Si $Q_a < Q_{est}$, No cumple	$\#Pilotes = \frac{Q_{est}}{Q_a}$	$Q_a [conjunto] = Q_a (\#Pilotes)$	Para cada pilote individual Si $Q_a [conjunto] < Q_{est}$, No cumple
Número máximo de pilotes que puede alojar la planta:									

Fuente: Elaboración propia.

Los factores de carga son obtenidos de la figura 4.21 del capítulo IV de éste trabajo. Y los factores de corrección son obtenidos del cuadro 4.4 de ese mismo capítulo.

$$D_f = 18 \text{ m}, \quad D = 0.70 \text{ m}$$

$$q_u = (0.51)(10)(24)(1.20) + [(2.49831)(18 - 10) + (2.39634)(10)](20) + \left(\frac{1}{2}\right)(2.49831)(0.70)(40)(0.70) = 1050.361 \text{ t/m}^2$$

$$Q_u = \frac{1050.361}{0.385} = 404.226 \text{ t}$$

$$Q_f = [(0.5)(2.39634)(10)(\tan 0.42)](\pi)(0.70)(10) + [(0.5)(2.49831)(18 - 10)(\tan 0.44)](\pi)(0.70)(18 - 10) = 200.544 \text{ t}$$

$$Q_a = \frac{404.226 + 200.544}{3} = 201.590 \text{ t}$$

$$Q_{est} = 18671.592 \text{ t}, \quad Q_a < Q_{est} \therefore \text{no cumple}$$

$$\#Pilotes = \frac{18671.592}{201.590} = 93 \text{ pilotes}$$

$$Q_{a [conjunto]} = 93(201.590) = 18747.893 \text{ t}$$

$$Q_{est} < Q_a \therefore \text{cumple}$$

7.3.2.2.4. Teoría de Brinch-Hansen

Cuadro 5.19, Parámetros de Diseño Brinch - Hansen

DATOS BÁSICOS		
D _f [m]	Unidad litológica: Tmtl	Factores
0-10	c = 0.25 kg/cm ² φ = 36° γ = 2396.34 kg/m ³ ν = 0.25 E = 2651.17 kg/cm ²	N _c = 50.58 N _q = 37.75 N _γ = 53.40
10-20	c = 0.51 kg/cm ² φ = 38° γ = 2498.31 kg/m ³ ν = 0.26 E = 7341.69 kg/cm ²	N _c = 61.35 N _q = 48.93 N _γ = 74.89
20->30	c = 0.51 kg/cm ² φ = 42° γ = 2549.30 kg/m ³ ν = 0.26 E = 9788.92 kg/cm ² B/L = 1	N _c = 93.70 N _q = 85.37 N _γ = 151.94 F.S. = 3

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.20, Esquema de Cálculos Brinch - Hansen

D _f (m)	D _f /B	Factor de forma			Factor de profundidad			B= Diámetro pilote m			A _q = Área transversal del pilote m ²			Observación	#Pilotes	q _b [conjunto]	Observación
		S _c	S _q	S _γ	d _c	d _q	d _γ	D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	RELACIÓN PROFUNDIDAD DE DESPLANTE ANCHO/ANCHO DEL CIMENTAMIENTO	$S_c = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$S_q = 1 + \tan \phi$	$S_\gamma = 0.6$	$d_c = 1 + 0.4 \arctan(D_f/B)$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctan(D_f/B)$	$d_\gamma = 1$	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	$q_u = c N_c S_c d_c + \gamma D_f N_q S_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$	$Q_u = q_u A_p$	$Q_f = f_{fr} (PAL)$ $f_{fr} = K_0 \gamma z \tan \delta$	$Q_a = \frac{Q_u + Q_f}{F.S.}$	CARGA QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA A LA CIMENTACIÓN (BAJADA DE CARGAS)	Para cada pilote individual Si $Q_u < Q_{est}$, No cumple	#Pilotes = $\frac{Q_{est}}{Q_a}$	$Q_b [conjunto] = Q_a (\#Pilotes)$	Para cada pilote individual Si $Q_b [conjunto] < Q_{est}$, No cumple
Para D _f /B>1				Numero máximo de pilotes que puede alojar la planta:													

Fuente: Elaboración propia.

Los factores de carga son obtenidos del cuadro 4.5, la ecuación de capacidad de carga utilizada es la 4.46, así como los cuadros 4.6 y 4.7 de donde se extraen los valores de los diferentes factores de forma, ésta se presentan en el capítulo IV.

$$D_f = 18 \text{ m}, \quad D = 0.70 \text{ m}$$

$$D_f/B = 18/0.70 = 25.714$$

$$S_c = 1 + \left(\frac{48.93}{61.35}\right) = 1.798, \quad S_q = 1 + \tan 38 = 1.781, \quad S_\gamma = 0.60$$

$$d_c = 1 + 0.4 \arctan(25.714) = 1.613, \quad d_q = 1 + 2 \tan 38 (1 - \sin 38)^2 \arctan 25.714 = 1.655$$

$$d_\gamma = 1.00$$

$$q_u = (0.25)(10)(61.35)(1.798)(1.613) + [(2.49831)(10 - 18) + (2.39634)(10)](48.93)(1.781)(1.655) + \left(\frac{1}{2}\right)(2.49831)(0.70)(74.89)(0.60)(1.00) = 7286.951 \frac{t}{m^2}$$

$$Q_u = \frac{7286.951}{0.385} = 2804.347 \text{ t}$$

$$Q_f = [(0.5)(2.39634)(10)(\tan 0.42)](\pi)(0.70)(10) + [(0.5)(2.49831)(18 - 10)(\tan 0.44)](\pi)(0.70)(18 - 10) = 200.544 \text{ t}$$

$$Q_a = \frac{2804.347 + 200.544}{3} = 1001.631 \text{ t}$$

$$Q_{est} = 18671.592 \text{ t}, \quad Q_a < Q_{est} \therefore \text{no cumple}$$

$$\#Pilotes = \frac{18671.592}{1001.631} = 19 \text{ pilotes}$$

$$Q_{a[\text{conjunto}]} = 19(1001.631) = 19030.980 \text{ t}$$

$$Q_{est} < Q_a \therefore \text{cumple}$$

7.3.2.2.5. Teoría de Berezantzev

Cuadro 5.21, Parámetros de Diseño Berezantzev

DATOS BÁSICOS		
D _f [m]	Unidad litológica: Tmtl	Factores
0-10	c = 0.25 kg/cm ² φ = 36 ° γ = 2396.34 kg/m ³ v = 0.25 E = 2651.17 kg/cm ²	Nc = 110 Nq = 91 Ny = 90
10-20	c = 0.51 kg/cm ² φ = 38 ° γ = 2498.31 kg/m ³ v = 0.26 E = 7341.69 kg/cm ²	Nc = 150 Nq = 150 Ny = 170
20->30	c = 0.51 kg/cm ² φ = 42 ° γ = 2549.30 kg/m ³ v = 0.26 E = 9788.92 kg/cm ²	Nc = 200 Nq = 220 Ny = 300

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.22, Esquema Cálculos Berezantzev

B= Diámetro pilote m			A ₀ = Área transversal del pilote m ²			Observación	#Pilotes	Q _a [conjunto]	Observación
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u [t]	Q _r (t)	q _a (t)	q _{est} (t)				
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	$q_{iu} = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$	$Q_u = q_{iu} A_p$	$Q_f = f_{fr} (PAL)$ $f_{fr} = K_0 \gamma z \tan \delta$	$Q_a = \frac{Q_u + Q_f}{F.S.}$	CARGA QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA A LA CIMENTACIÓN (BAJADA DE CARGAS)	Para cada pilote individual Si $Q_a < Q_{est}$, No cumple	$\#Pilotes = \frac{Q_{est}}{Q_a}$	$Q_a [\text{conjunto}] = Q_a (\#Pilotes)$	Para cada pilote individual Si $Q_a [\text{conjunto}] < Q_{est}$, No cumple
Número máximo de pilotes que puede alojar la planta:									

Fuente: Elaboración propia.

Los factores de carga son obtenidos de la figura 4.22 del capítulo IV.

$$D_f = 18 \text{ m}, \quad D = 0.70 \text{ m}$$

$$q_u = (0.51)(10)(150) + [(2.49831)(18 - 10) + (2.39634)(10)](150) + \left(\frac{1}{2}\right)(2.49831)(0.70)(170) = 7506.134 \text{ t/m}^2$$

$$Q_u = \frac{7506.134}{0.385} = 2888.699 \text{ t}$$

$$Q_f = [(0.5)(2.39634)(10)(\tan 0.42)](\pi)(0.70)(10) + [(0.5)(2.49831)(18 - 10)(\tan 0.44)](\pi)(0.70)(18 - 10) = 200.544 \text{ t}$$

$$Q_a = \frac{2888.699 + 200.544}{3} = 1029.748 \text{ t}, \quad Q_{est} = 18671.592 \text{ t}, \quad Q_a < Q_{est} \therefore \text{no cumple}$$

$$\#Pilotes = \frac{18671.592}{1029.748} = 19 \text{ pilotes}, \quad Q_{a[\text{conjunto}]} = 19(1029.748) = 19565.208 \text{ t}$$

$$Q_{est} < Q_a \therefore \text{cumple}$$

7.3.2.2.6. Teoría del GDF-NTC, 2004

Cuadro 5.23, Parámetros de Diseño GDF – NTC, 2004

DATOS BÁSICOS		
D _f [m]	Unidad litológica: Tmtl	Factores
0-10	c = 0.25 kg/cm ² φ = 36 ° γ = 2396.34 kg/m ³ v = 0.25 E = 2651.17 kg/cm ² 4Tan(45+φ/2) = 7.85	N _{máx} = 175.60 N _{mín} = 46.80 f = 2.50
10-20	c = 0.51 kg/cm ² φ = 38 ° γ = 2498.31 kg/m ³ v = 0.26 E = 7341.69 kg/cm ² 4Tan(45+φ/2) = 8.20	N _{máx} = 262.80 N _{mín} = 62.40 f = 2.50
20->30	c = 0.51 kg/cm ² φ = 42 ° γ = 2549.30 kg/m ³ v = 0.26 E = 9788.92 kg/cm ² 4Tan(45+φ/2) = 9.98	N _{máx} = 610 N _{mín} = 98.80 f = 2.5
Fr = 0.35		Fc = 1.40

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.24, Esquema Cálculos GDF – NTC, 2004

B= Diámetro pilote m			Área transversal del pilote m ²		Factor de corrección de escala		Factor pilote de fricción		F _R = Ajuste de factor para pilote excavado				
D _r (m)	p _v (t/m ²)	p' _v (t/m ²)	Le/B	N _q *	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _r (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a [conjunto]	Observación
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	$p_b = \gamma D_f$	$p'_v = p_v - u$	Relación profundidad de desplante/Diámetro del pilote	$\text{Si } \frac{L_e}{B} \leq 4 \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right), N_q^* = N_{\min} + L_e \frac{N_{\max} - N_{\min}}{4B \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})}$ $\text{Si } \frac{L_e}{B} > 4 \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right), N_q^* = N_{\max}$	$q_u = (p'_v N_q^* F_r + p_v) A_p$	$Q_u = q_u A_p F_{re}$	$Q_r = A_r f F_r$ $f = 2.50 \frac{t}{m^2}$	$Q_a = \frac{Q_u + Q_r}{F_c}$	CARGA QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA A LA CIMENTACIÓN (BAJADA DE CARGAS)	Para cada pilote individual Si $Q_a < Q_{est}$, No cumple	$\#Pilotes = \frac{Q_{est}}{Q_a}$	$Q_a [conjunto] = Q_a (\#Pilotes)$	Para cada pilote individual Si $Q_a [conjunto] < Q_{est}$, No cumple

Fuente: Elaboración propia.

Se emplea la ecuación 4.50 y 4.52 del capítulo IV para el cálculo de la capacidad de carga por fricción y del pilote por punta respectivamente, los factores de capacidad de carga son obtenidos del cuadro 4.10, las ecuaciones 4.53 o 4.54, según sea el caso, los cálculos no consideran suelo saturado. Los factores de F_c , F_r y F_R se toman de acuerdo a lo estipulado en las NTC,2004, $F_c = 1.40$, debido a las condiciones de carga que se consideran (carga muerta + carga viva máxima), para la fricción $F_R = 0.70(1-0.4D_{perforación}/D_{pila})$, $D_{perforación}$ se considera como un 10% mayor que el del pilote o pila, en el caso de pilotes y pilas con un diámetro mayor a 50 cm, la capacidad de carga calculada con la ecuación 4.52 debera corregirse con el factor de escala F_{re} , que es igual a $(B+0.5/2B)^n$, donde B es el diámetro de la pila, n es un exponente igual a 1 para suelo medianamente denso. El factor F_r para la capacidad de carga es igual a 0.35, f es la adherencia media lateral pilote-suelo y se toma como 2.50 para suelos friccionantes sueltos (Crespo, 2008).

$$D_f = 18 \text{ m}, \quad D = 0.70 \text{ m}$$

$$p_v = 2.49831(18 - 10) + 2.39634(10) = 43.95 \text{ t/m}^2$$

$$p'_v = 43.95 - 0 = 43.95 \frac{t}{m^2}, \quad u = 0, \text{ porque no se considera suelo saturado}$$

$$\frac{18}{0.70} = 25.714 > 4 \tan\left(45 + \frac{38}{2}\right) = 8.201 \therefore N_q^* = N_{\max}, \text{ interpolando valores para } \Phi = 38^\circ$$

$$N_q^* = N_{\max} = 262.80, \quad q_u = (43.95)(262.80)(0.35) + 43.95 = 4086.462 \text{ t/m}^2$$

$$Q_u = \frac{4086.462}{0.385} = 1572.655 \text{ t}$$

$$Q_f = [\pi(0.70)(10) + \pi(0.70)(18 - 10)]2.50 * 0.464 = 59.827 \text{ t}$$

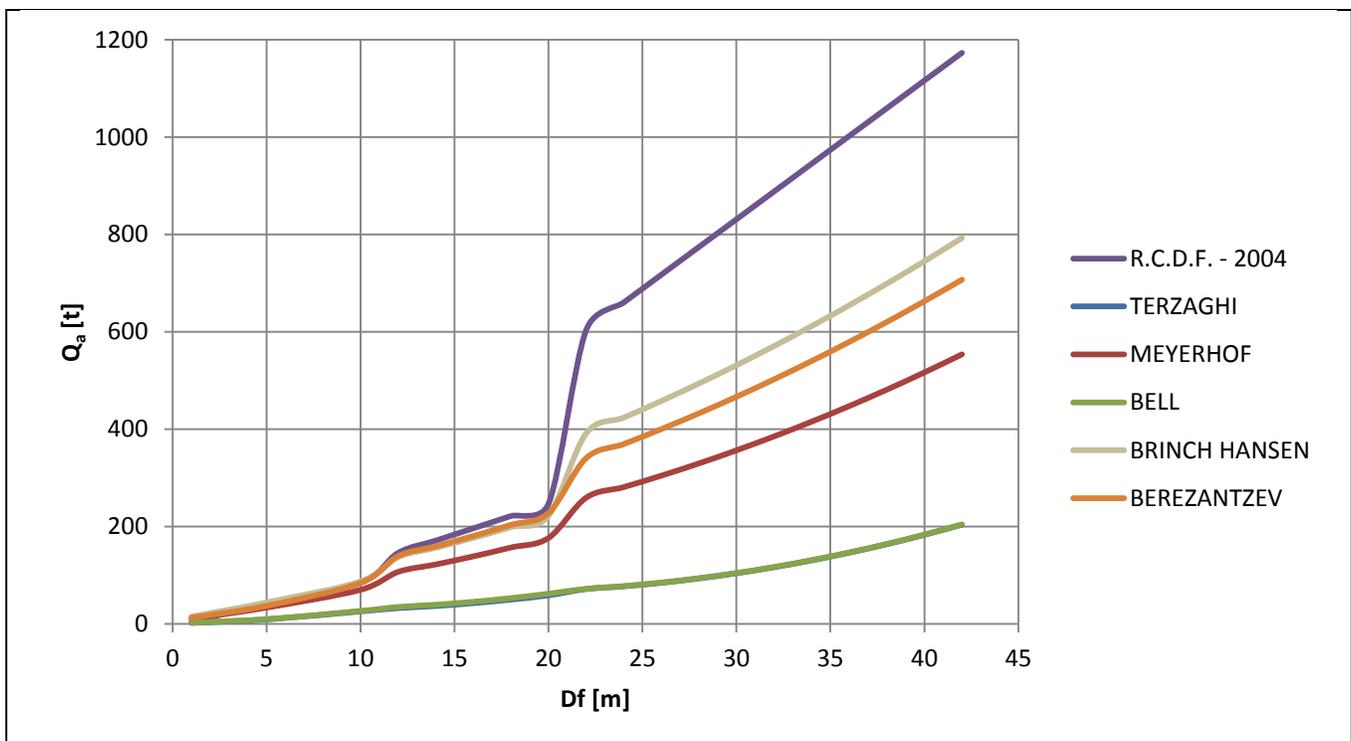
$$Q_a = \frac{4086.462 + 59.827}{1.40} = 1005.584 \text{ t}$$

$$Q_{est} = 18671.592 \text{ t}, Q_a < Q_{est} \therefore \text{no cumple}$$

$$\#Pilotes = \frac{18671.592}{1005.584} = 19 \text{ pilotes}, Q_{a[\text{conjunto}]} = 19(1005.584) = 19106.088 \text{ t}$$

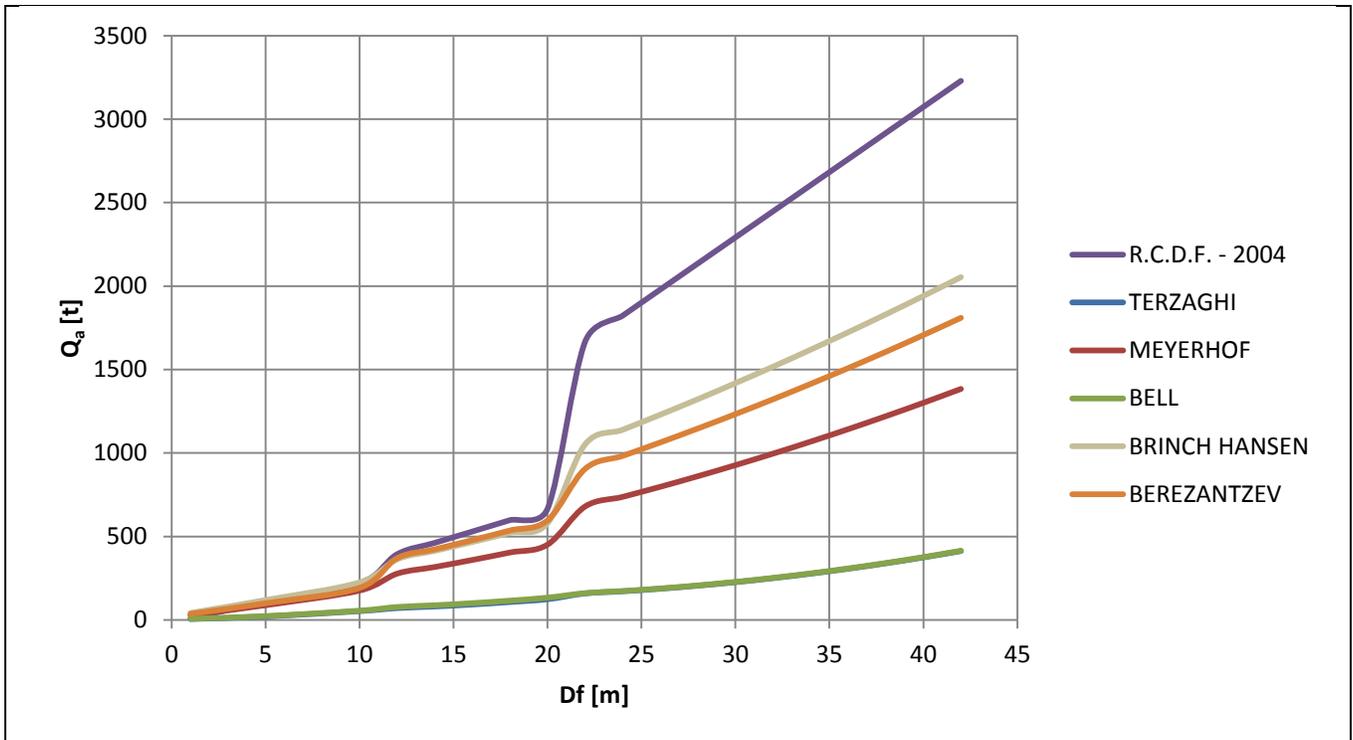
$$Q_{est} < Q_a \therefore \text{cumple}$$

7.3.2.2.7. Gráficas comparativas



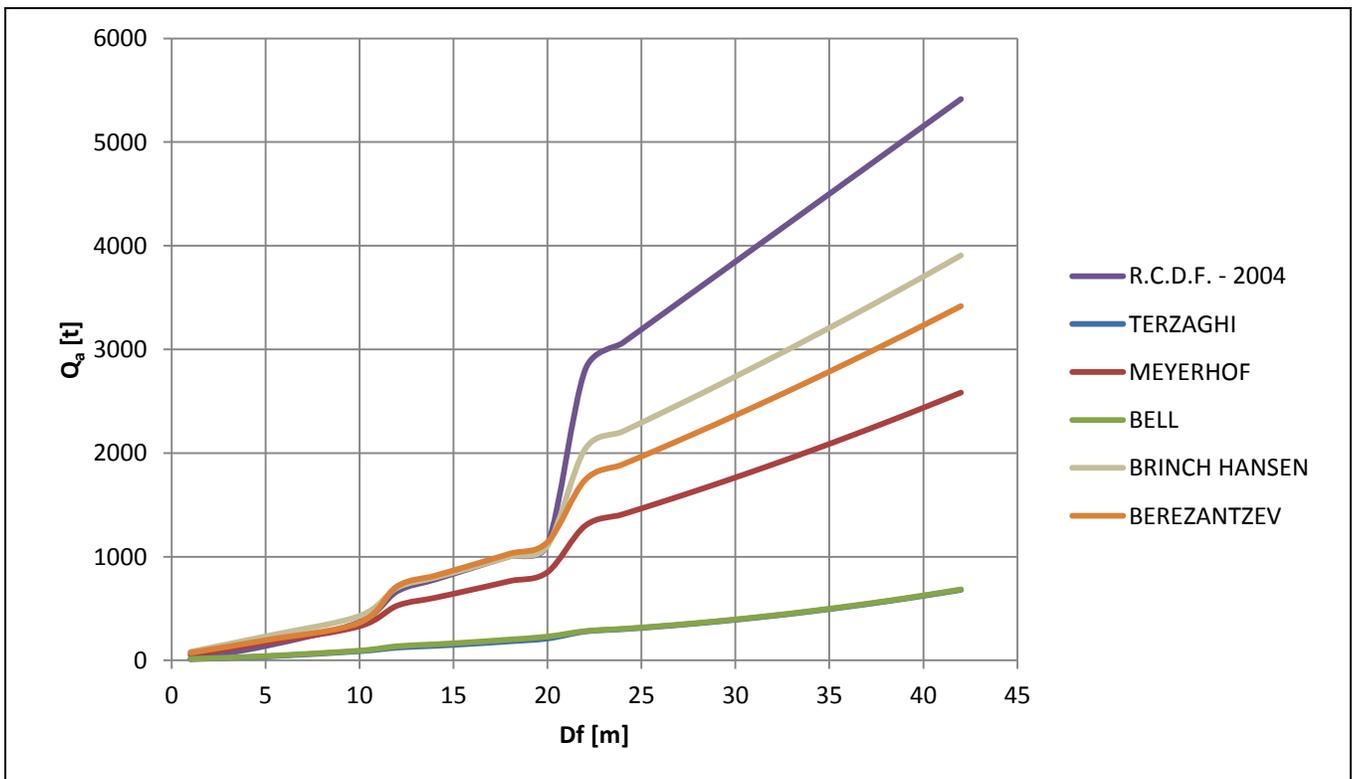
Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.6, Comparación Teorías Capacidad de Carga (D=0.30 m)



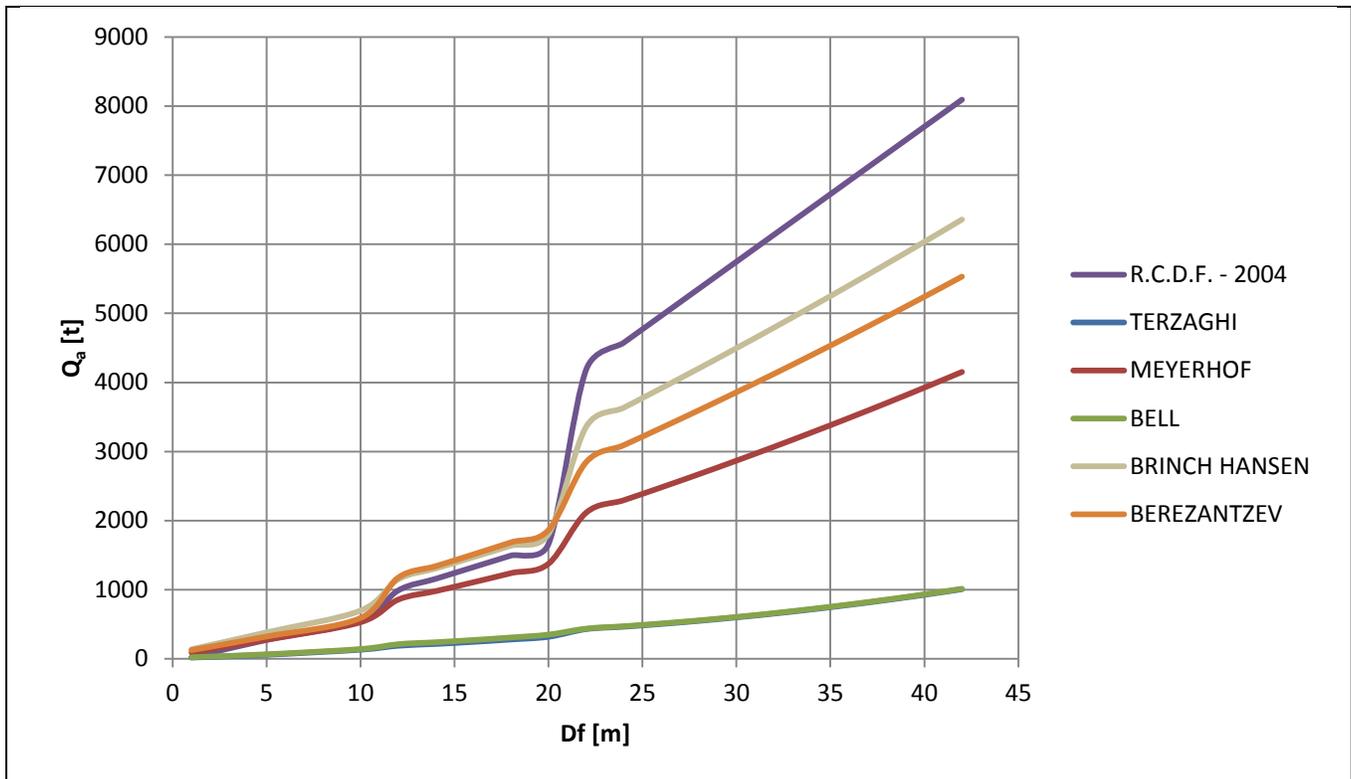
Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.7, Comparación Teorías Capacidad de Carga (D=0.50 m)



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.8, Comparación Teorías Capacidad de Carga (D=0.70 m)



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.9, Comparación Teorías Capacidad de Carga (D=0.90 m)

De las figuras 5.6 a la 5.9, se puede observar el comportamiento de los pilotes conforme aumenta la profundidad de desplante y la del diámetro de la sección transversal. A mayor profundidad de desplante, mayor capacidad de carga, de la misma forma, a mayor área de contacto mayor capacidad de carga. La comparación entre las teorías de capacidad de carga nos muestra que las capacidades calculadas mediante Bell y Terzaghi, dan resultados muy parecidos, y son las más conservadoras, quedan debajo de la tendencia de las demás teorías, esto puede ser a que no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes que se encuentran arriba del nivel de desplante de los pilotes. Por otro lado la reglamentación de las NTC del RCDF-2004, da un parámetro muy holgado, esto debido a que en este reglamento se aumentan 40% la carga actuante y se disminuye un 30% la resistencia, mientras que en las demás teorías se baja la capacidad un 300% (F.S. = 3). Las teorías de Meyerhof, Bell y Brinch Hansen muestran una tendencia similar por lo que se toma la decisión de guiarse con éstas para hacer el diseño.

Los rebotes que presenta la grafica a las 10 y 20 m se debe al cambio de estratos, ya que entre más profundo se llegue las condiciones mecánicas del suelo van mejorando.

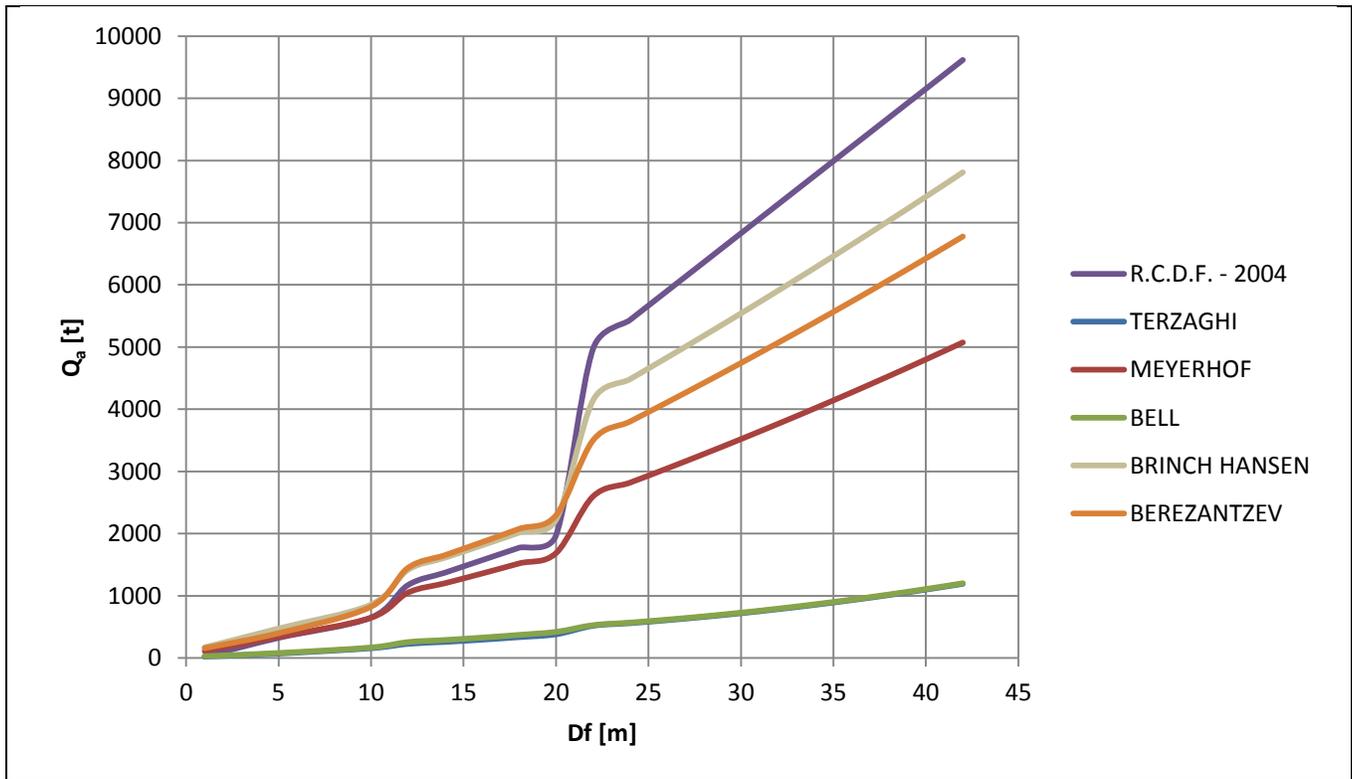
Para aproximarnos más a una solución plausible, se descalifican aquellas opciones donde el número de pilotes sea mayor al que la planta puede albergar, quedando así las opciones mostradas en el cuadro 5.25, los datos elegidos para el diseño son los obtenidos de la

capacidad de carga de Berezantzev, ya que está se encuentra aproximadamente a la mitad de las otras teorías (Meyerhof y Brinch Hansen), en el cuadro se anota la profundidad mínima a la cual se cumple por capacidad de carga, con su respectivo diámetro, De manera comparativa se anotan los resultados obtenidos para profundidades de 12 y 40 m.

Cuadro 5.25, Selección de Pilotes por Capacidad de Carga (Berezantzev)

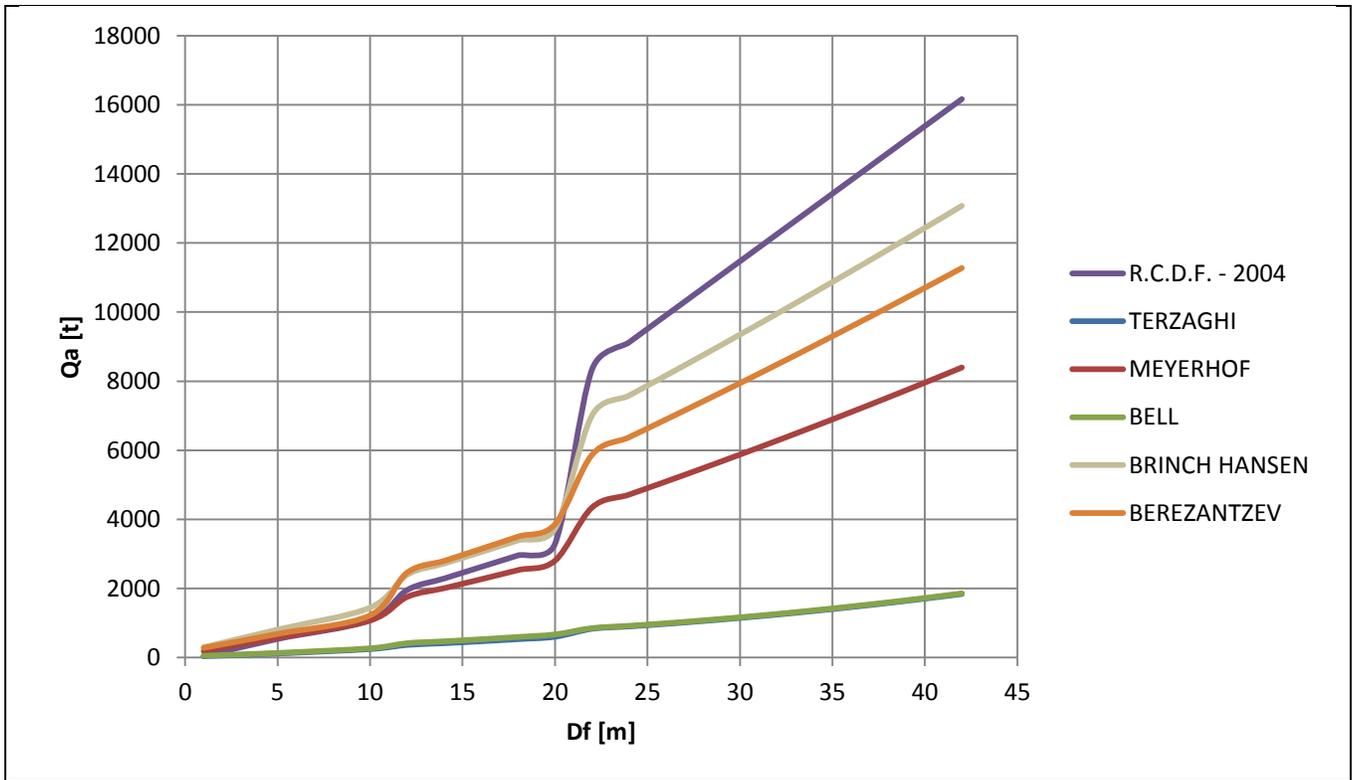
D [m]	D _f [m]	q _a [t]	# Pilotes
0.30	12	139	134
0.30	40	663	29
0.50	12	370	51
0.50	40	1707	11
0.70	14	715	27
0.70	40	3232	6
0.90	12	1176	16
0.90	40	5240	4

Fuente: Elaboración propia.



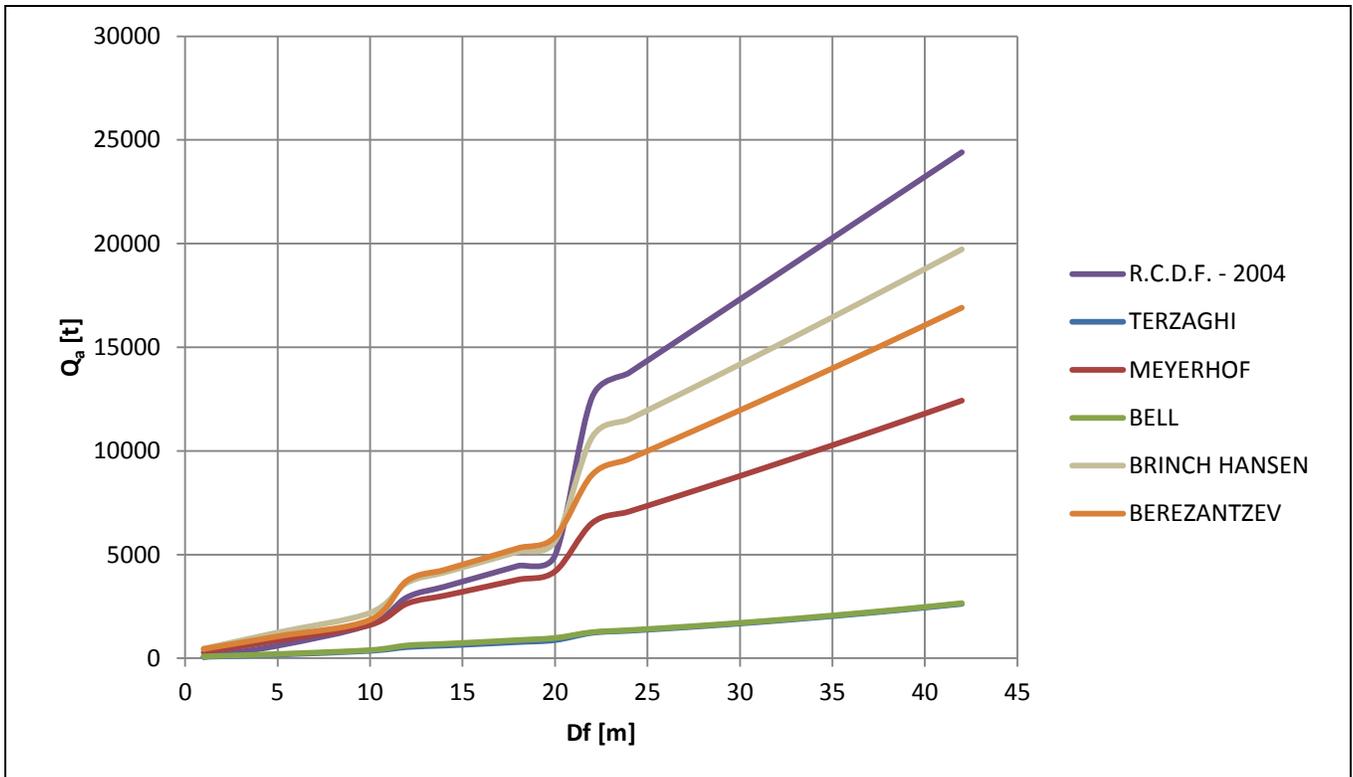
Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.10, Comparación Teorías Capacidad de Carga (D=1.00 m)



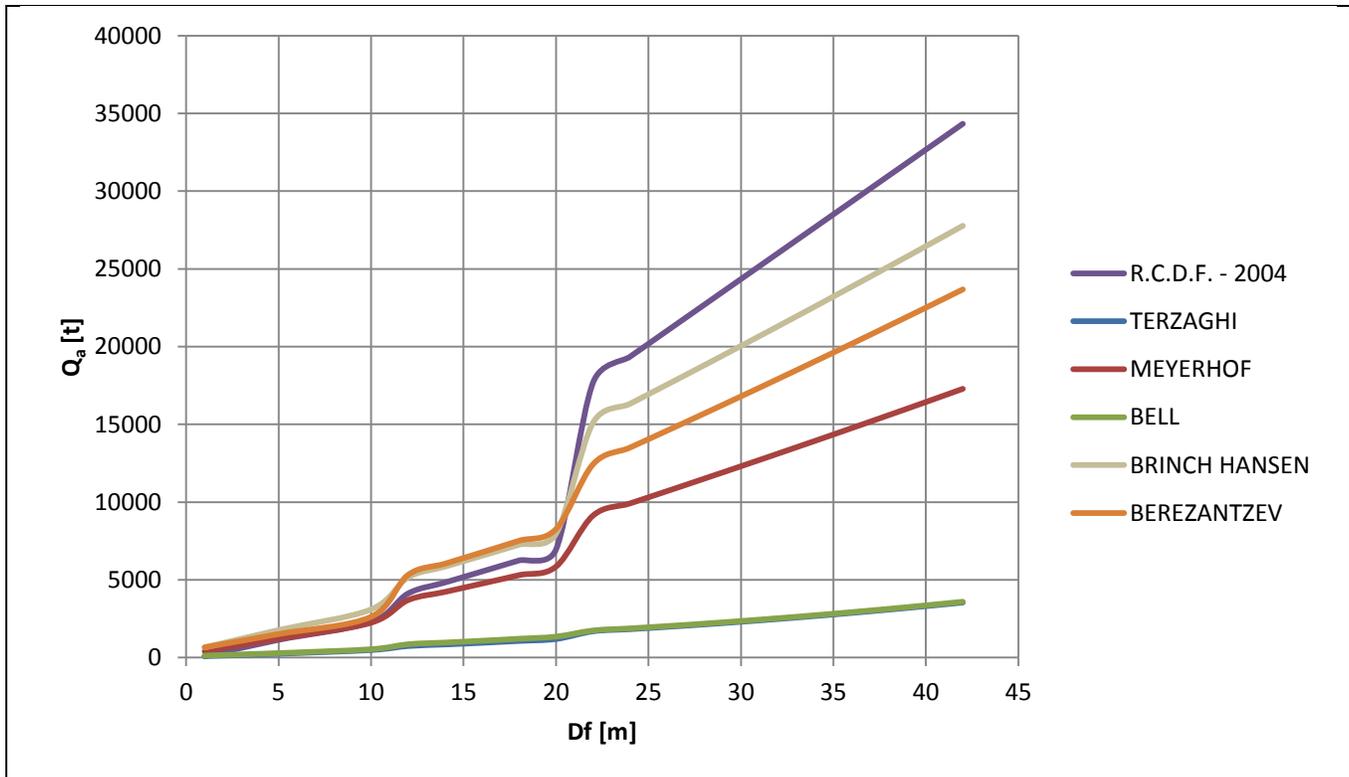
Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.11, Comparación Teorías Capacidad de Carga (D=1.50 m)



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.12, Comparación Teorías Capacidad de Carga (D=1.60 m)



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.12, Comparación Teorías Capacidad de Carga (D=1.90 m)

Al igual que en el apartado de los pilotes, el comportamiento para las pilas asemeja en tendencia y resultados al de los pilotes, esto porque las teorías de capacidad de carga aplican de la misma forma tanto para pilotes como para pilas, sólo se modifica la variable del diámetro en las ecuaciones de capacidad de carga.

Se toma el mismo criterio de selección de pilas como se hizo en los pilotes, se anotan los datos obtenidos de la capacidad de carga de Berezantzev ya que representa una media entre las demás teorías, iniciando con la profundidad mínima a la cual cumple y anotando a manera comparativa el resultado a la profundidad de 40 m.

Cuadro 5.26, Selección de Pilas por Capacidad de Carga. (Berezantzev)

D [m]	D _f [m]	q _a [t]	# Pilotes
1.00	12	1451	15
1.00	40	6424	3
1.30	12	2458	8
1.30	40	10701	2
1.60	12	3745	6
1.60	40	16061	2
1.90	12	5320	4
1.90	40	22505	1

Fuente: Elaboración propia.

7.4. Asentamientos

Una parte importante en la toma de decisión tiene que ver con los asentamiento o estado limite de servicio, ya que juega un papel importante en la seguridad y funcionamiento de la obra, el asentamiento máximo permitido para asegurar un buen funcionamiento del equipo hidroneumático es de entre 3 cm a 4 cm, cabe mencionar que los cálculos se hacen tomando en cuenta que el suelo se encuentra totalmente saturado, ya que en ésta condición el modulo de elasticidad del suelo se reduce al 80%, ésta sería la condición mas desfavorable para el cálculo del estado límite de servicio. Los cuadros con los resultados de los cálculos se muestran en el *Anexo – B*.

7.4.1.Losa

Para el análisis de los asentamientos en la losa se hace uso de las ecuaciones 4.85 a la 4.88 del capítulo IV, ya que éstas se usan para cálculos en un suelo friccionante y para cimentaciones superficiales, el cálculo de asentamientos se hace para un asentamiento elástico o inmediato, que es el tipo de asentamiento que se presenta en este tipo de suelos.

Cuadro 5.27, Asentamiento en Losa (ley de Hooke)

Datos (Tmtl)			Descripción
L =	10.50	m	Longitud de la cimentación
B =	9.85	m	Ancho de la cimentación
m =	1.07		Coefficiente m
v =	0.25		Relación de Poisson
E =	2651.17	kg/cm ²	Modulo de Elasticidad
I_w =	1.22		Factor de Westergaard
A =	103.43	m ²	Área de la cimentación
Q =	18671.59	t	Carga de diseño
q =	180.53	t/m ²	Carga por metro cuadrado
Esquina cimentación flexible			
Δp =	0.077	m	$\Delta p = \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) I_w$
Δp =	76.691	mm	
Centro de cimentación flexible			
Δp =	0.038	m	$\Delta p = \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) \frac{I_w}{2}$
Δp =	38.345	mm	

Fuente: Elaboración propia.

Con la ley de Hooke se analiza el comportamiento de los asentamientos para la unidad litológica Tmtl. Para aplicar ésta ecuacion, lo primero que se hace es obtener los parametros *m* e *I_w*; *m*, ésta en función de la longitud y ancho de la cimentación e *I_w*, ésta en función a su vez de *m*, al obtener estos factores y con las propiedades mecánicas de la unidad litológica se pude hacer uso de las fórmulas, a continuación se presentan una serie de cuadros conteniendo la información básica con que se hicieron los cálculos, además de presentar los resultados.

Se revisa con otra teoría el comportamiento de los asentamientos con los factores de Streinbrenner (ecs. 4.87 y 4.88), con estos factores se permite hacer el análisis para diferentes profundidades de desplante.

En la aplicación de las ecuaciones 4.87 y 4.88 intervienen los factores de forma F, estos son obtenidos de la figura 4.34 del capítulo IV, la estructura de la ecuación parte de la teoría establecida por Hooke, por lo que es muy similar la forma de calcularlos, a excepción de la inclusión de los factores F, se presentan los resultados de los cálculos obtenidos.

Cuadro 5.28, Asentamiento en Losa (Steinbrenner)

Datos (Tmtl)			Descripción				
v =	0.25		Relación de Poisson				
L =	10.5	m	Longitud de la cimentación				
B =	9.85	m	Ancho de la cimentación				
L/B =	1.066		Relación largo/ ancho del cimiento				
Profundidad de desplante	Relación profundidad/ancho de cimiento	Factores de forma F		esquina cimentación flexible		centro de cimentación flexible	
z (m)	z/B	F2	F1	Δp (m)	Δp (mm)	Δp (m)	Δp (mm)
0.100	0.010	0.01	0.01	0.007	6.879	0.001	0.524
0.500	0.051	0.01	0.01	0.007	6.879	0.001	0.524
1.000	0.102	0.02	0.01	0.013	13.129	0.001	0.734
2.000	0.203	0.03	0.02	0.020	20.008	0.001	1.258
3.000	0.305	0.04	0.02	0.026	26.258	0.001	1.467
4.000	0.406	0.05	0.06	0.035	35.023	0.003	2.934
5.000	0.508	0.06	0.08	0.043	42.531	0.004	3.773
6.000	0.609	0.06	0.1	0.044	43.788	0.004	4.402
7.000	0.711	0.07	0.13	0.052	51.925	0.006	5.555
8.000	0.812	0.07	0.14	0.053	52.553	0.006	5.869
9.000	0.914	0.08	0.15	0.059	59.432	0.006	6.393
10.000	1.015	0.09	0.17	0.067	66.940	0.007	7.231

Fuente: Elaboración propia.

Se presenta un ejemplo para el cálculo de los asentamientos, este se hace en el centro de cimentación a la profundidad de 2 m.

$$\Delta\rho = \frac{180.53(9.85)}{2651.17(10)} (1 - 0.27^2) \left[\frac{(1-0.27^2)0.02 + (1-0.27-2(0.27)^2)0.03}{2} \right] = 0.020 \text{ m} = 20 \text{ mm}$$

El desplante de la losa se hace en un estrato muy probe, y como se puede parecer en el calculo del asentamiento, sobre todo en el centro para la teoría de Streinbrenner resultan grandes y mas a medida que nos enterramos para desplantar la losa.

7.4.2. Pilotes y Pilas

El F_f se toma de los Manuales de Obras civiles de CFE (Tabla I.7, sección B, Tema 2, capítulo IV), el valor es para cimientos circulares rígidos.

Cuadro 5.29, Parámetros de Diseño de Pilotes y Pilas

DATOS BÁSICOS		
D _f [m]	Unidad litológica: Tmtl	Concreto
0-10	c = 0.25 kg/cm ² φ = 36 ° γ = 2396.34 kg/m ³ ν = 0.25 E* = 2651.17 kg/cm ²	f'c = 350 kg/cm ² E _c = 1.35E+09 kg/cm ²
10-20	c = 0.51 kg/cm ² φ = 38 ° γ = 2498.31 kg/m ³ ν = 0.26 E* = 7341.69 kg/cm ²	F _f = 0.88
20->30	c = 0.51 kg/cm ² φ = 42 ° γ = 2549.3 kg/m ³ ν = 0.26 E* = 9788.92 kg/cm ²	*Reducido 80% del valor original por saturación del material.

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.30, Esquema Cálculos para Asentamientos de Pilotes y Pilas

D _f (m)	Elástico	Westerwart		Steinbrenner			Timoshenko			
	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	$\Delta_p = \frac{Q_a B}{E} (1 - \nu^2) F_f$ $Q_a = \frac{q_a}{A_p}$	$I_w = \frac{1/\pi}{[1 + 2(\frac{z}{B})^2]^{3/2}}$	$\Delta_p = \frac{Q_a B}{E} (1 - \nu^2) \frac{I_w}{2}$ $Q_a = \frac{q_a}{A_p}$	RELACIÓN PROFUNDIDAD/DÍMETRO DE PILOTE	FACTOR DE FORMA F1 DE STEINBRENNER	FACTOR DE FORMA F2 DE STEINBRENNER	$\Delta_p = \frac{Q_a B}{E} (1 - \nu^2) \left[\frac{(1 - \nu^2) F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2) F_2}{2} \right]$	$\Delta_c = \frac{q_a \Delta L}{E_c A_p}$	$\Delta_p = \frac{D \left(\frac{Q_p}{A_p} \right) (1 - \nu^2) I_s F_1}{E_p}$	$\Delta_T = \Delta_c + \Delta_p$
Diámetro							L/B=1			

Fuente: Elaboración propia.

Se pone el ejemplo de un cálculo a fin de observar la metodología para una profundidad de 18 m, un diámetro de 0.70 con la teoría de capacidad de carga Berezatzev y se calcula el asentamiento provocado al centro de la cimentación. Para la teoría de Timoshenko I_s es el factor de forma y se toma igual a 1, I_F es el factor de empotramiento y se toma como igual a 0.5 y F₁ es el factor de reducción considerado como 1. Los diferentes resultados de donde se

obtuvieron las gráficas siguientes se presentan el Anexo – B, 1.1 Pilotes y 1.2 Pilas de este trabajo.

$$Q_a = 1029.748 \text{ t}, \quad E = 7341.69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad A_p = 0.385 \text{ m}^2, \quad \nu = 0.26$$

Teoría elastica:

$$\Delta\rho = \frac{1029.748(0.70)}{(7341.69)(10)} (1 - 0.26^2) 0.88 = 0.021 = 20.933 \text{ mm}$$

Teoría Westergaard:

$$\Delta\rho = \frac{1029.748(0.70)}{(7341.69)(10)} (1 - 0.26^2) \frac{0.316}{2} = 0.003 \text{ m} = 3.769 \text{ mm}$$

Teoría Steinbrenner:

$$\Delta\rho = \frac{1029.748(0.70)}{(7341.69)(10)} (1 - 0.26^2) \left[\frac{(1 - 0.26^2)0.47 + (1 - 0.26 - 2(0.26)^2)0.02}{2} \right] = 0.005 \text{ m}$$

$$= 5.744 \text{ mm}$$

Teoría Timoshenko:

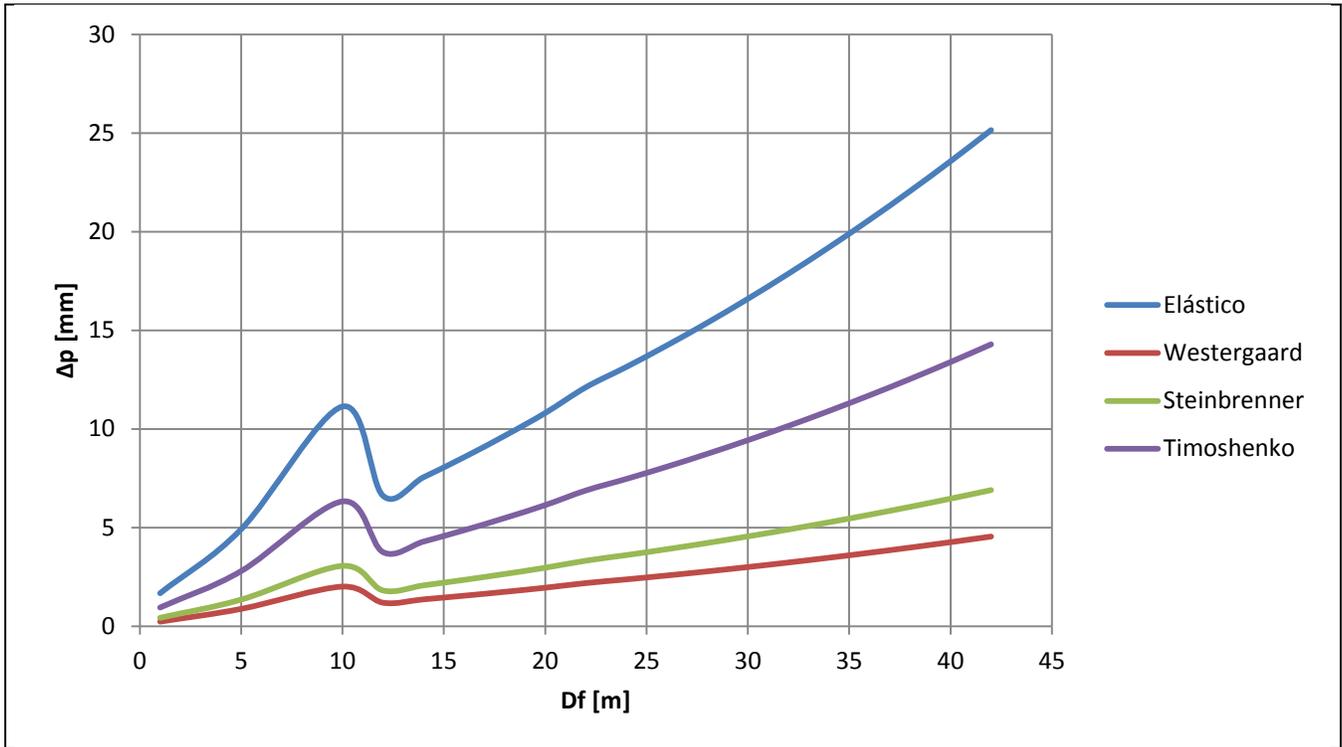
$$\Delta\rho = \frac{0.70 \frac{1029.748}{0.385}}{(7341.69)(10)} (1 - 0.26^2)(1)(0.50)(1) = 0.013 \text{ m} = 13.185 \text{ mm}$$

Deformación del concreto:

$$\Delta\rho = \frac{1029.748(18)}{(1.35)(10)(0.385)} = 0.023 \text{ m} = 23.404 \text{ mm}$$

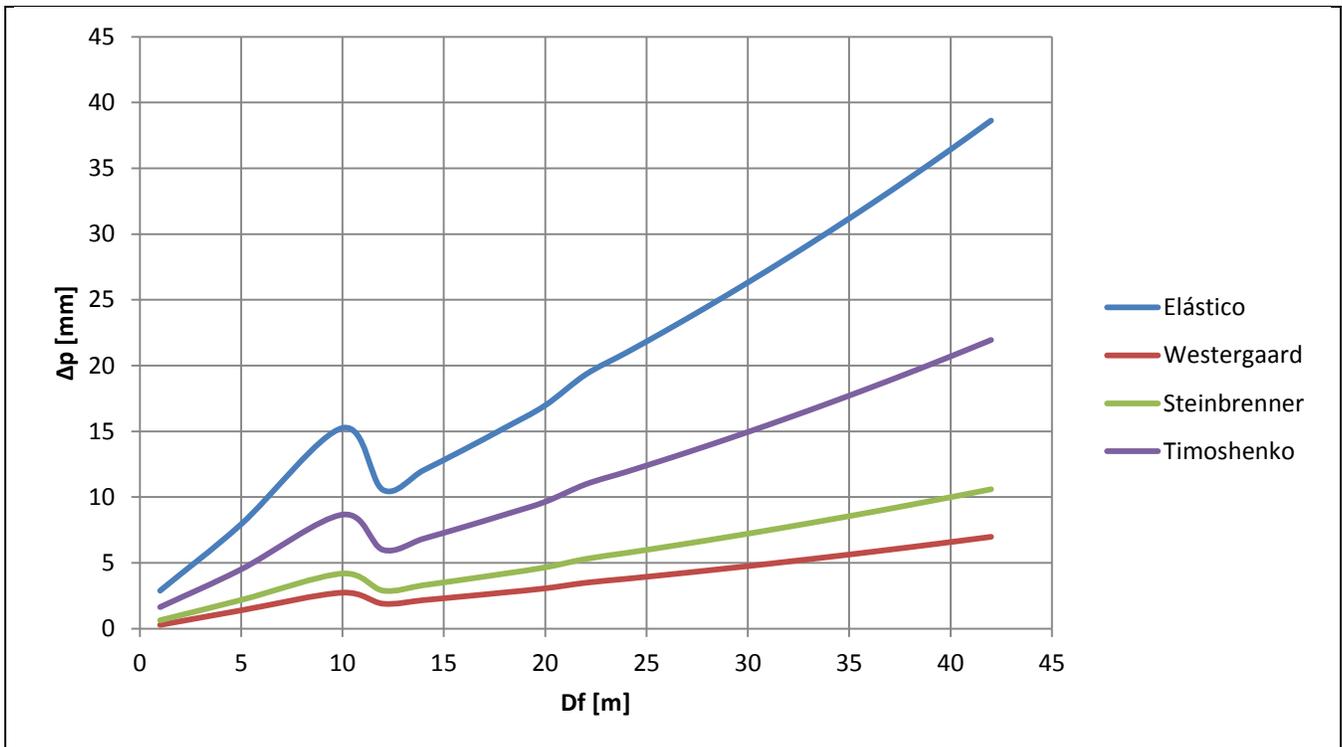
Se observa una gran disparidad de resultados entre las teorías, además de tener una considerable deformación del concreto, a continuación se presentan gráficamente los resultados y se hacen los comentarios pertinentes.

7.4.2.1.1. Gráficas comparativas



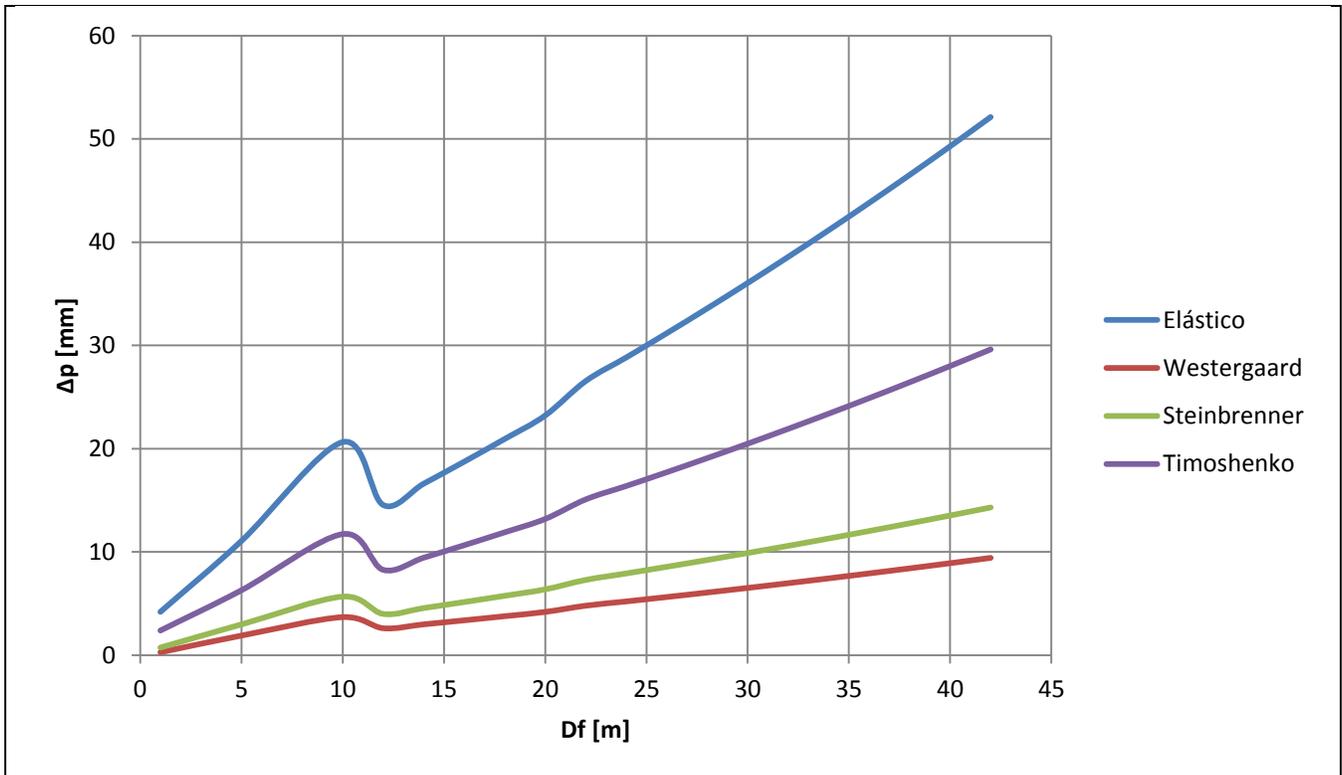
Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.13, Comparación Asentamientos Timoshenko (D=0.30 m)



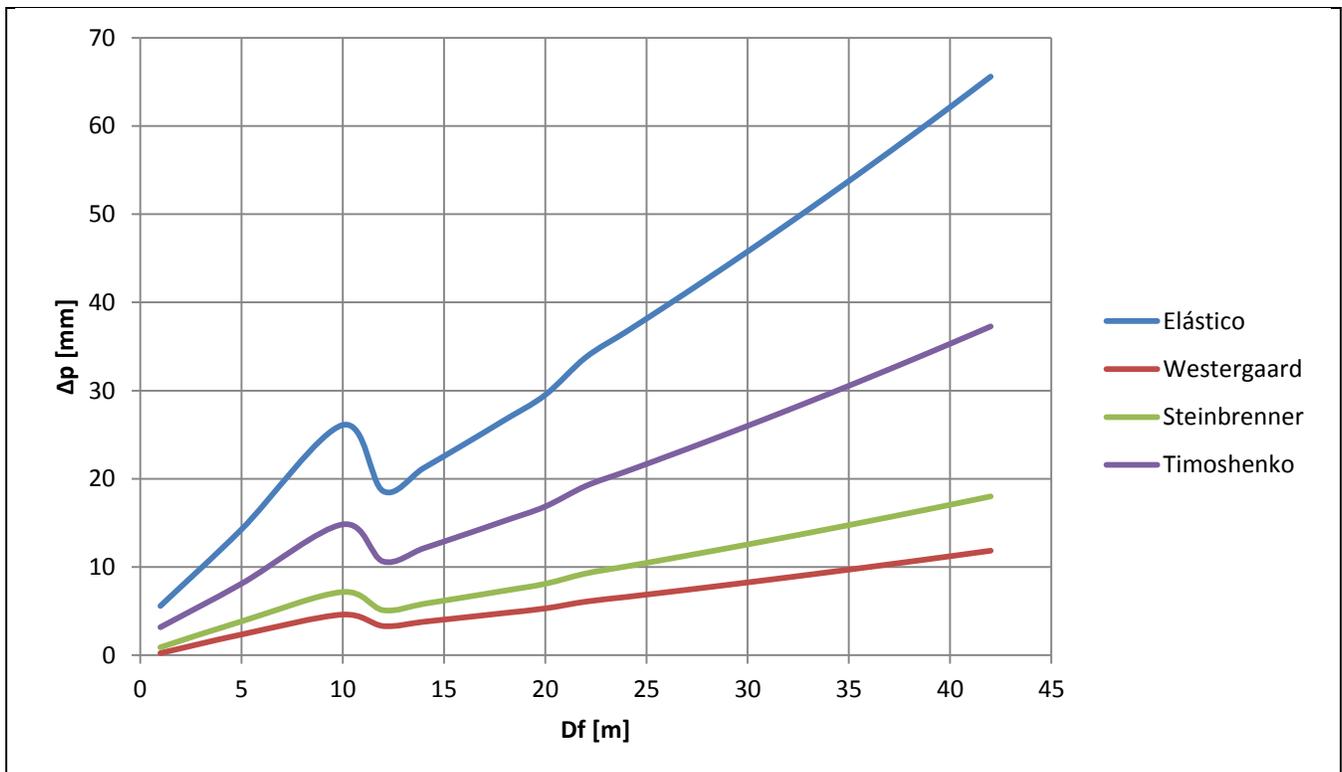
Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.14, Comparación Asentamientos Timoshenko (D=0.50 m)



Fuente: Elaboración propia.

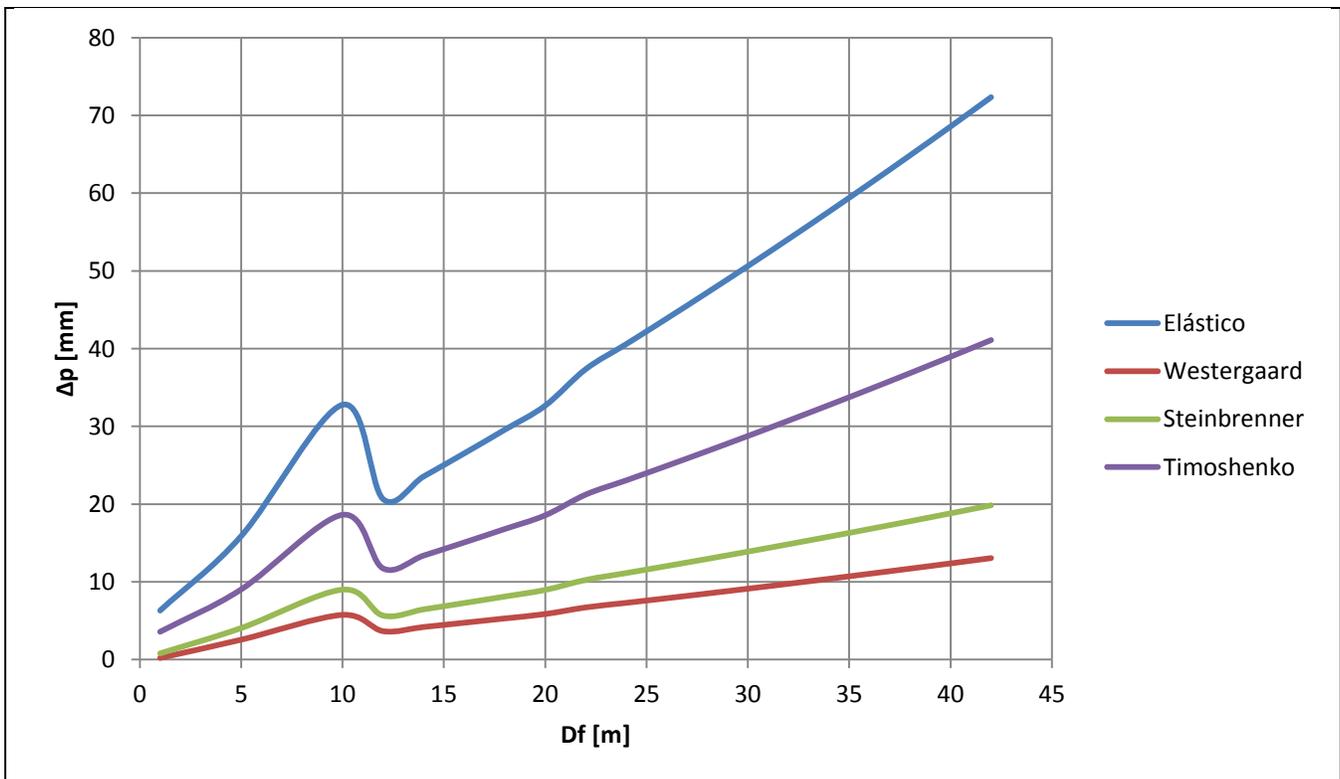
Figura 5.15, Comparación Asentamientos Timoshenko (D=0.70 m)



Fuente: Elaboración propia.

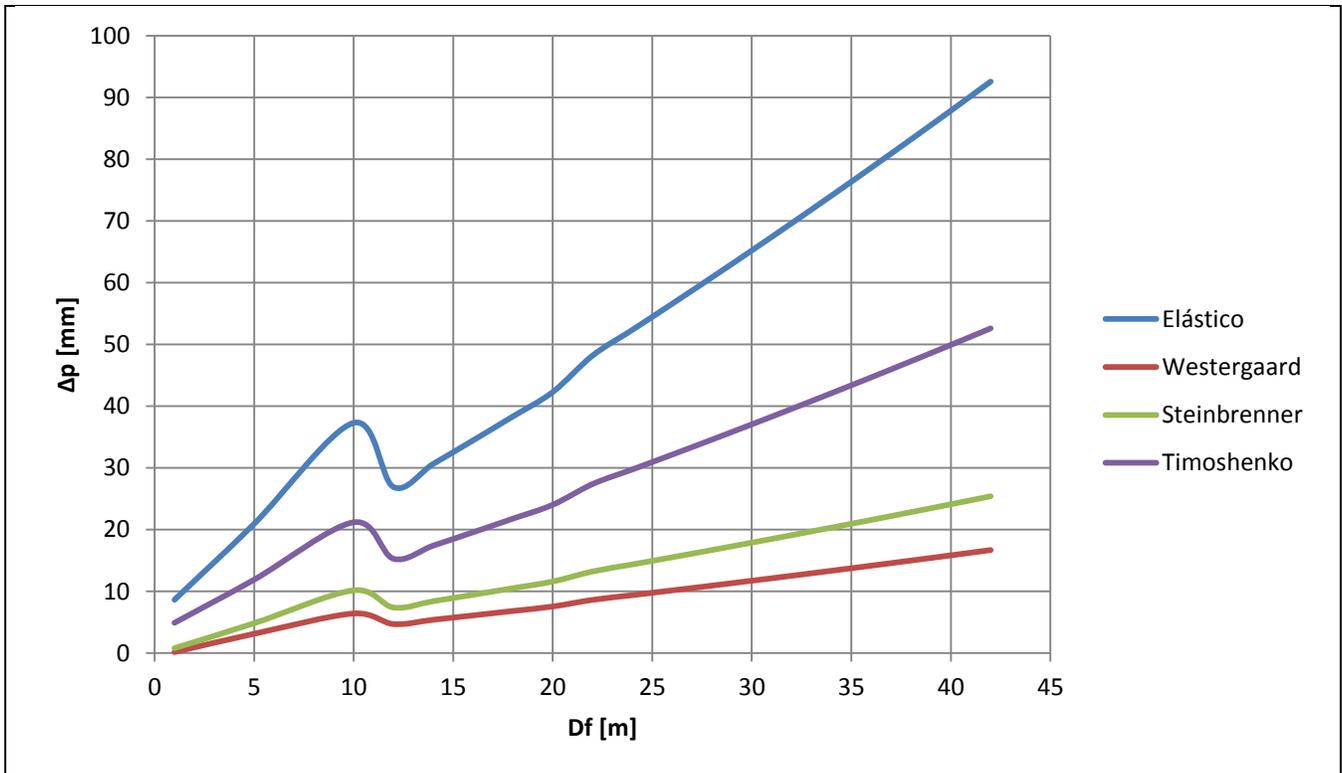
Figura 5.15, Comparación Asentamientos Timoshenko (D=0.90 m)

Cabe resaltar que en las gráficas comparativas para la teoría de Timoshenko sólo se tomo el valor del asentamiento debido al suelo, no se toma en cuenta la aportación de la deformación del concreto, éste se incluye en los cuadros del Anexo - B. De los análisis de asentamientos se escoge la teoría de Timoshenko por presentar los valores más desfavorables respecto a las otras teorías (Steinbrenner y Westergaard) e incluir otros factores de ajuste como es el de empotramiento, la teoría elástica pura se descarta y se usa sólo para fines comparativos, esto se hace ya que disparan mucho los valores al no usar factores de corrección. De este análisis, resulta que la opción de pilotes es muy viable desde el punto de vista geotécnico ya que se presentan asentamientos pequeños aún a profundidades grandes. Sin dejar de lado el punto de vista constructivo, el hacer pilotes pequeños (30 cm y 50 cm), resultaría en un proceso artesanal, la resistencia a fuerzas laterales también debería ser tomada en cuenta, ya que estos pilotes son más frágiles ante dichas fuerzas, por lo que las opciones viables en este apartado son pilotes de 70 cm a 90 cm. A una profundidad de 12 m con la capacidad de carga calculada con la teoría de Berezantzev resultan asentamientos de 8.26 mm para el diámetro de 70 cm y 10.62 mm para el diámetro de 90 cm, en este estrato se pide que el pilote se entierre al menos 6 y 8 metros respectivamente para asegurar un buen funcionamiento, a ésta profundidad de desplante los asentamientos se elevan un poco. Para los pilotes de 70 cm a 18 m de profundidad se asientan 11.89 mm, mientras que los pilotes de 90 cm desplantados a la misma profundidad da un asentamiento de 15.23 mm, los cuales son muy aceptables para la estructura.



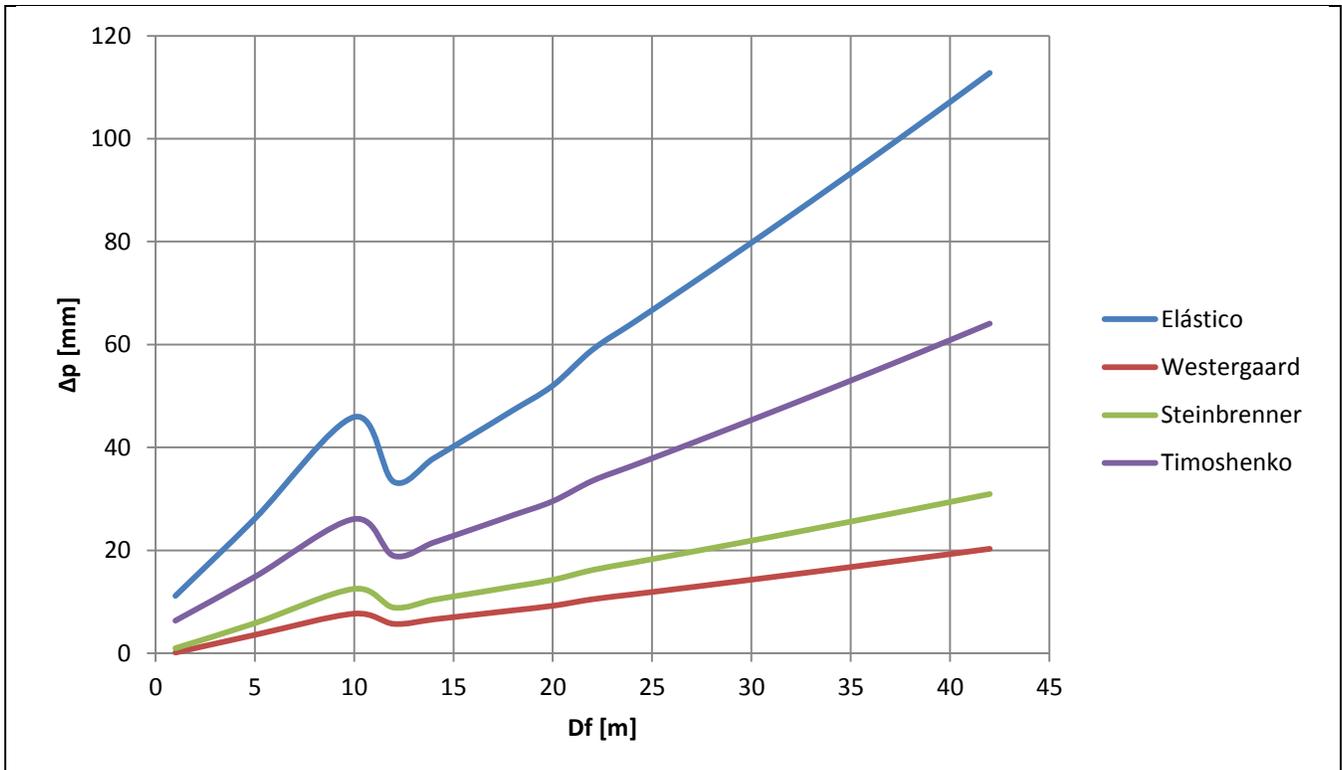
Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.16, Comparación Asentamientos Timoshenko (D=1.00 m)



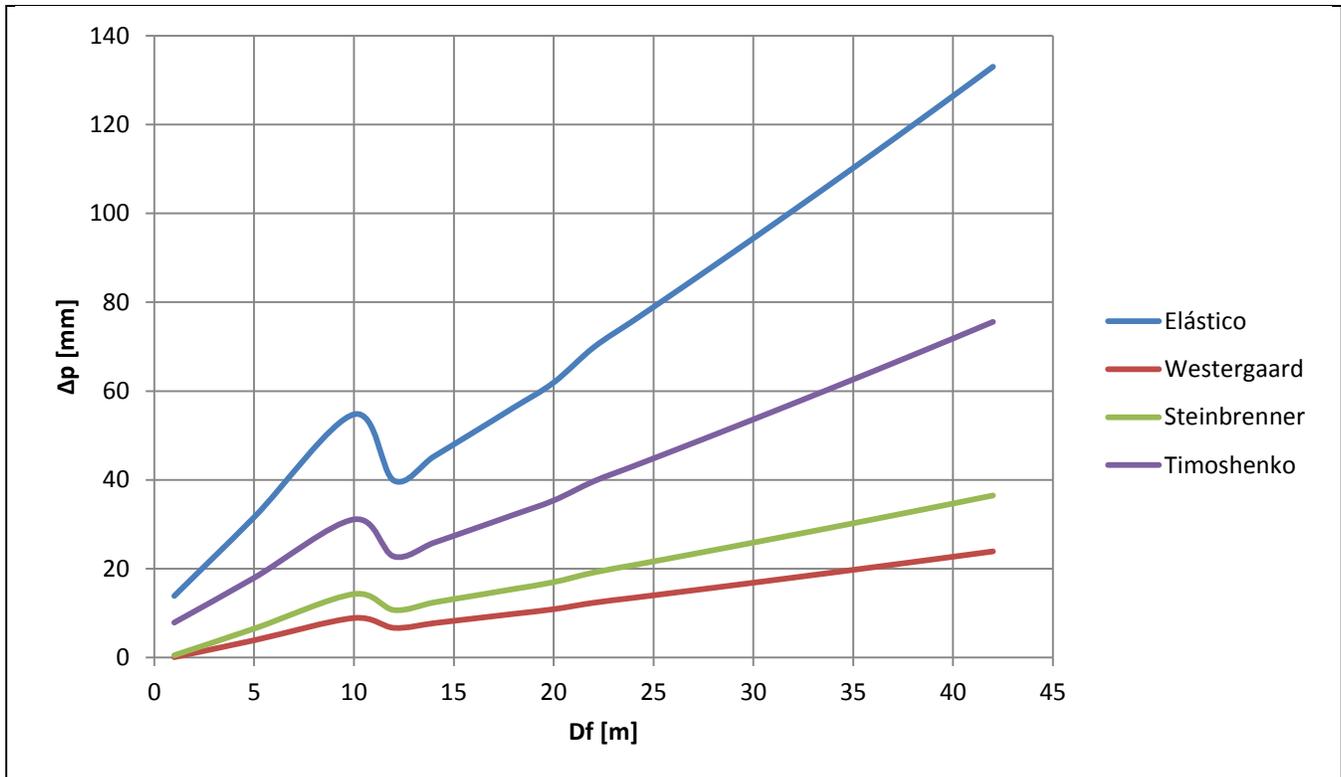
Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.17, Comparación Asentamientos Timoshenko (D=1.30 m)



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.18, Comparación Asentamientos Timoshenko (D=1.60 m)



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.19, Comparación Asentamientos Timoshenko ($D=1.90$ m)

Con respecto a las pilas, se nota un aumento de asentamiento, esto debido a que se concentra mas carga en un menor numero de elementos de cimentación, el desplante a los 12 m de profundidad genera asentamientos que van de 9.49 mm para una pila de 1.00 m de diámetro a 17.64 mm para las pilas de diámetro igual a 1.90 m, los cuales son asentamientos aun aceptables para la estructura, pero la recomendación geotécnica pide que la pila se entierre 8 m bajo el estrado de desplante para $D=1.00$ m, 10 m para $D=1.30$ m, 13 m para $D = 1.60$ m y 16 m para $D=1.90$ m, para estos dos últimos diámetros la profundidad de desplante rebasa el grosor del estrato (10 m), por lo que se tendrían que desplantar en el estrato subyacente. A éstas profundidades los asentamientos obtenidos, para los diámetros de 1.00 m ($D_f = 20$ m) y 1.30 m ($D_f = 20$ m), se tiene un asentamiento de 1.59 cm y 2.05 cm respectivamente, incluso se podría enterrar un poco mas para tener un mayor margen de seguridad, pero por el momento éstas opciones resultan también viables.

7.5. Diseño Geotécnico de la Cimentación

La solución quede entre los diámetros de 70 cm y 1.30 m, desplantados a partir de los 16 m, con la posibilidad de enterrarse un poco más para asegurar un correcto funcionamiento, para determinar la cimentación a proyectar, como se mencionó anteriormente, la ingeniería de la cimentación es casi un arte y no hay reglas específicas que determinen la cimentación mas adecuada, intervienen muchos factores desconocidos y otros conocidos, por lo que las teorías

nos dan ciertos parámetros para poder elegir una solución, la complementación de dicha elección vendrá dada por la experiencia y la pericia en el campo.

En base a los criterios analizados y después de observar el comportamiento de capacidad de carga y asentamiento, la solución es una cimentación profunda a base de pilas, que estaría entre los 70 cm y 1.30 cm de diámetro, en este caso se escoge un diámetro promedio, quedando así de 1.00 metro, con una geometría circular, ya que da mayores facilidades de trabajo en campo. Las pilas se desplantarían a una profundidad mayor a 16 m, se escoge el cambio de estrato a los 20 m, se procede a revisar para el diámetro seleccionado la capacidad de carga y asentamientos para el conjunto, en las dos unidades litológicas, también se diseña la planta de las pilas, las pilas y un análisis mas sensible de la propuesta para verificar su comportamiento.

En pilas apoyadas sobre estratos resistentes no rocosos y no subyacidos por estratos compresibles, la capacidad de carga del grupo puede decirse es similar a la que se obtiene multiplicando la carga soportada por una pila individual por el número de pilas. Sin embargo existe una gran cantidad de incertidumbres todavía sin dilucidar, mas si el estrato de apoyo es de naturaleza friccionantes (Juárez y Rico, 2011), por lo que para efectos prácticos se seguirá manejando la capacidad de carga como se ha venido haciendo.

Teoría capacidad de carga de Berezantzev:

	B= 1.00 m			A _p = 0.785 m ²					
	D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	#Pilotes	Q _a [conjunto]	Observación
Tmtl -seco	20	8319.334	6533.990	353.373	2295.788	18671.592	9	20662.090	cumple
Tmtl -saturado	20	8319.334	6533.990	353.373	2295.788	18671.592	9	20662.090	cumple
Tmird - seco	20	26305.410	20660.220	395.467	7018.562	18671.592	3	21055.687	cumple
Tmird - saturado	20	20185.410	15853.584	395.467	5416.350	18671.592	4	21665.401	cumple

Asentamientos:

Se presenta tanto para una pila, como para él estudió en conjunto

INDIVIDUAL	D _f (m)	Timoshenko		
		Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _r [mm]
Tmtl -seco	20	28.408	1.115	29.523
Tmtl -saturado	20	28.408	13.921	42.330
Tmird - seco	20	86.848	8.125	94.973
Tmird - saturado	20	67.022	6.270	73.293

CONJUNTO	D _f (m)	Timoshenko		
		Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
Tmtl -seco	20	28.408	0.756	29.164
Tmtl -saturado	20	28.408	9.435	37.843
Tmird - seco	20	86.848	1.801	88.650
Tmird - saturado	20	67.022	1.801	68.824
B _{equivalente} =	12.00	m	Q _{est} (t) =	18671.592
A _{p (equivalente)} =	113.097	m ²	No. Pilotes:	12

Para el caso de asentamientos a fin de evaluar el comportamiento se hace la recomendación de manejar una pila equivalente, ésta viene dada por la suma de los diámetros de las pilas en planta (Juárez y Rico, 2011), la carga con la cual se calcula el asentamiento es la actuante ya que sólo se está considerando un elemento equivalente, la justificación del acomodo de dicha planta se enuncia en el siguiente subcapítulo. Para el caso de asentamientos se usa las propiedades mecánicas encontradas por debajo de los 20 m, ya que ésta capa de subsuelo, será la que sufra la deformación.

Como se ve en el análisis tanto de capacidad de carga como de asentamientos la unidad litológica Tmtl, es la que presenta más complicaciones, mientras la unidad litológica Tmird no se presentan grandes deformaciones y posee buena capacidad de carga. Se escoge desplantar a la misma profundidad para evitar complicaciones constructivas y de estabilidad, a su vez se libra la zona conflictiva de las fallas. Cabe recordar que para el análisis con suelo saturado, el modulo de elasticidad se reduce un 80% para la unidad litológica Tmtl y la cohesión se reduce un 33% para la unidad litológica Tmird, esto según los estudios de mecánica de suelo.

Por lo que respecta al diseño geotécnico se demuestra que el diámetro y profundidad seleccionada cumple con las solicitantes ya que los estudios piden 9 pilas para esa profundidad, pero a la planta le caben 12 elementos de este diámetro, los resultados obtenidos para la unidad litológica Tmtl nos dice que si el total de la carga fuera aplicada sobre esa unidad litológica se necesitarían 9 pilas. Para la otra unidad litológica la Tmird se presentan mejores condiciones y se pide de 3 o 4 pilas, se decide que la planta contenga 12 pilas ya que, como se vera mas adelante en el análisis estructural, distribuyendo la carga uniformemente sobre las 12 pilas y con las características antes mencionadas, resulta que cumple de forma adecuada la carga que va a soportar, por lo que con un número menor de elementos la capacidad resistente seria rebasada por la capacidad actuante, entonces se opta por completar la planta con las otras 3 pilas sobre ésta unidad litológica a fin de cubrir incertidumbres y tener un mejor rango de seguridad. Los asentamientos están dentro del rango permitido (20 mm), presentándose un máximo estimado de 1.00 cm aproximadamente para la unidad litológica Tmtl, para la cuantificación de deformación del concreto por carga axial, se considera la del elemento individual trabajando a la capacidad de carga admisible.

7.6. *Diseño Estructural de la Cimentación*

Se define en primera instancia, el arreglo general de los pilotes en planta, esto se hace en base a recomendaciones prestablecidas que toman en cuenta factores de índole económica, eficiencia geotécnica y de práctica, éstas recomendaciones sugieren una distancia entre ejes de pilotes, que va de 2.50 a 4.00 veces el diámetro superior de los pilotes, adoptar una distancia menor a ésta recomendación dificultaría el proceso constructivo y en el caso contrario, al adoptar una distancia mayor, impactaría mucho el costo de la zapata – cabezal, con este espaciamiento entre elementos se asegura su buen funcionamiento y que no interfieran unos con otros. Una vez elegida la distancia entre pilotes, éstos se disponen en hileras paralelas formando cuadros o tres bolillos, según se requiera. La distancia de los pilotes perimetrales al borde del cabezal se considera igual a la mitad del diámetro del pilote.

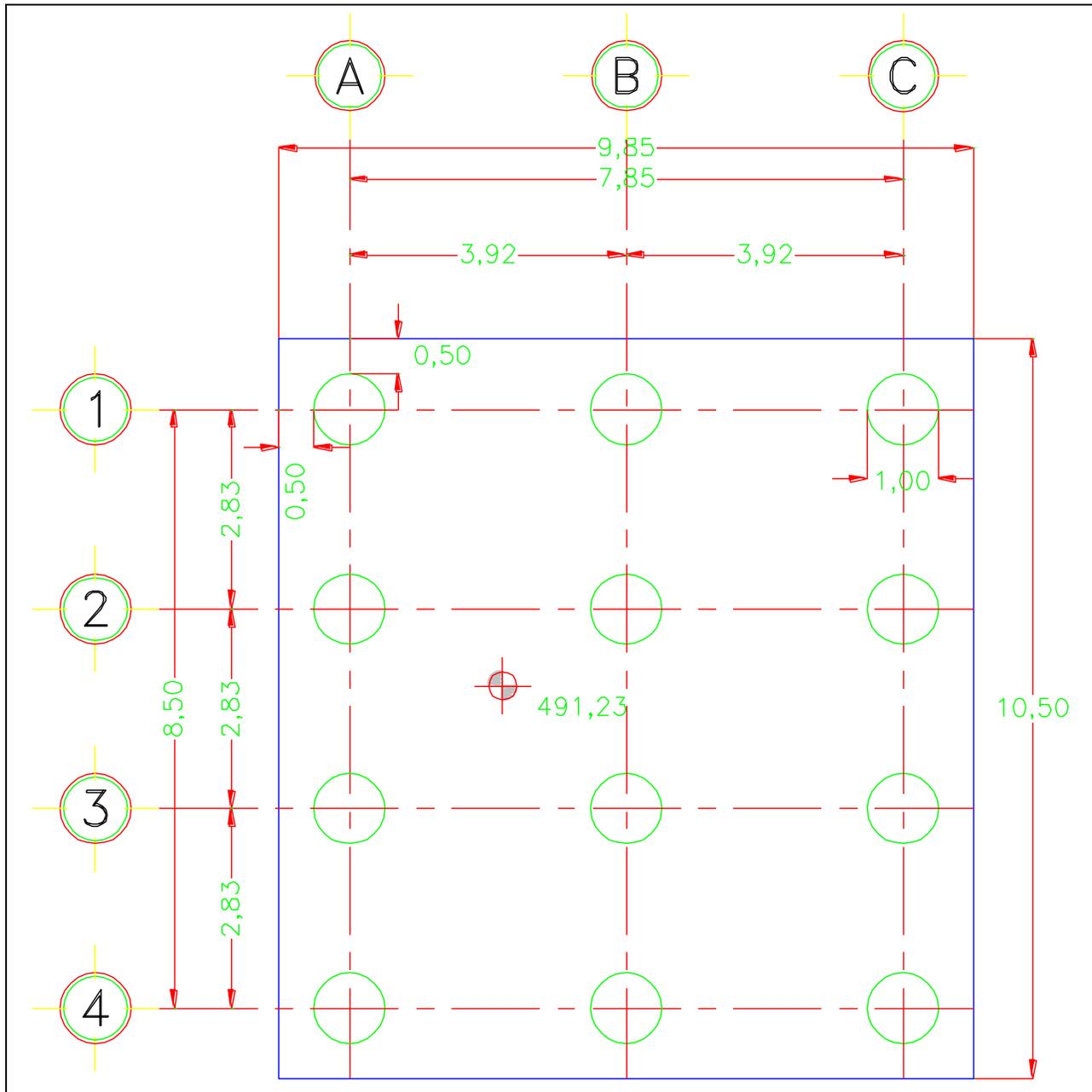
En base a lo expuesto anteriormente se propone el siguiente acomodo de pilotes (ver figura 5.20), resultando 12 pilotes en una planta rectangular, estos pilotes se desplantarán a 20 m por debajo de el nivel 491.23 msnm, se elige este nivel ya que el estrato profundo es el que ofrece mejores condiciones mecánicas para la estructura.

Después de esto se diseña un cabezal de concreto que se encargue de repartir la carga de la estructura uniformemente sobre los 12 pilotes. Este macizo se diseña considerando que se tiene una viga cargada uniformemente.

El diseño estructural de los pilotes se elabora de forma similar ha como se diseña una columna sometida a carga axial y momento, las consideraciones para este diseño se enlistan a continuación y son extraídas del GDF – NTC, 2004:

- El recubrimiento mínimo será de 4.00 cm, si la pila se encuentra expuesta a agua de mar y ambientes agresivos el recubrimiento mínimo cambiara a ser de 7.50 cm.
- La excentricidad mínima para calcular los momentos en la planta del pilote deberán ser de $0.05h \geq 2.00$ cm, donde h es el diámetro de la pila.
- El acero mínimo a utilizar deberá cumplir que la relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no sea menor que $20/f_y$, estando f_y expresado en kg/cm^2 .
- La separación libre entre barras de refuerzo longitudinal, no debe ser inferior a 1.50 veces el diámetro de la barra, 1.50 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 4.00 cm.
- El refuerzo máximo permitido será de 6 %.
- Las hélices de refuerzo transversal deben anclarse en sus extremos mediante 2.50 vueltas, la separación libre máxima entre vueltas consecutivas no debe exceder de 7 a 8 cm, mientras que la separación libre mínima se limita a unos 2.5 cm o 12.50 veces el tamaño máximo del agregado.

- El concreto que se adopta es de clase 1 con agregados basálticos de $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y $E_c = 11\,000(f'_c)^{0.5}$.
 - El acero estructural cuenta con un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Se determinan el refuerzo con el apoyo de las gráficas del Apéndice C de *Gonzales y Robles, 2007*.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.20, Planta de Cimentación

7.6.1. Diseño de Pilotes

Procedemos a diseñar y revisar el pilote para las solicitantes adoptadas.

La carga actuante sobre cada pila será igual a la carga estructural de diseño (w) entre el número de pilotes (12):

$$P = \frac{w}{\# \text{ pila}} = \frac{18671.6}{12} = 1556 \text{ t}$$

La excentricidad tomada en cuenta será el doble de la mínima recomendada, por lo que resulta:

$$e = (2)0.05(h) = (2)(0.05)(100) = 10 \text{ cm}$$

Por lo que los momentos calculados son:

$$M_x = M_y = P(e) = 1556 \left(\frac{10}{100} \right) = 155.60 \text{ t} - m$$

Tamaño máximo del agregado = 2.50 cm

El recubrimiento libre adoptado es de: $r_l = 4 \text{ cm}$

Se adoptan barras de refuerzo del No. 12 (1 ½), éstas tiene un diámetro de 38.10 mm y por lo tanto un área transversal de 11.40 cm².

Respecto al refuerzo transversal se elige un zuncho del No.3 (3/8) con un diámetro de 1.00 cm y por ende un área transversal de 0.78 cm².

Cálculos:

$$f_c^* = 0.80f_c' = 0.80(350) = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85f_c^* = 0.85(280) = 238 \text{ kg/cm}^2$$

El recubrimiento se estima sumando el recubrimiento libre más la mitad del diámetro de la varilla más el diámetro del zuncho.

$$r = 4 + 1 + \frac{3.81}{2} = 6.905 \text{ cm, redondeando} = 7 \text{ cm}$$

Ahora, las resistencias requeridas se obtienen al aumentar un 40% los momentos y carga axial actuantes, $F_c = 1.40$ (combinación de carga muerta mas viva). Como se trata del diseño de una columna circular, el problema de flexión biaxial puede reducirse a uno de flexión uniaxial, componiendo los momentos en 'x' y 'y' vectorialmente, así tenemos que:

$$P_u = F_c P = 1.40(1556) = 2\,178.40 \text{ t}$$

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} = \sqrt{155.60^2 + 155.60^2} = 220 \text{ t - m}$$

$$M_u = F_c M = 1.40(220) = 308 \text{ t - m}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{308}{2178.40} = 0.14 \text{ m}$$

Con éstas fuerzas (M_u y P_u) se calcula el acero de refuerzo que deberá tener nuestra sección, para ello nos auxiliamos de los diagramas de interacción del Apéndice C página 784 (*Gonzales y Robles, 2007*), estos diagramas requieren la obtención de los valores d , K y R , estos se muestran a continuación:

$$d = D - 2r = 100 - 2(7) = 86 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{D} = \frac{86}{100} = 0.86 \therefore \text{figura C.21, Apéndice C, Gonzales y Robles, 2007.}$$

$$\frac{e}{D} = \frac{0.14(100)}{100} = 0.14$$

Por tratarse de una columna zunchada $F_R = 0.80$

$$K = \frac{P_u}{F_R D^2 f'_c} = \frac{2\,178.40(1000)}{0.8(100^2)(350)} = 0.78$$

$$R = \frac{M_u}{F_R D^3 f'_c} = \frac{308(100000)}{0.8(100^3)(350)} = 0.11$$

Entrando al diagrama de interacción con estos valores se obtiene $\therefore q = 1.30$

El dimensionamiento o detalle de una columna puede llevarse a cabo por un proceso de tanteos auxiliado por los diagramas de interacción, el procedimiento implica proponer una sección, en este caso se varia la cantidad de acero e investiga con la ayuda de los diagramas, si la sección propuesta puede resistir las cargas con una cuantía de refuerzo que este comprendida entre los límites admisibles. Para $q=1.30$, resulta una cuantía de acero (ρ) del 0.074 y un área de acero, $A_s = 570 \text{ cm}^2$, mucho mayor a lo máximo permitido de 471 cm^2 , a continuación se presenta el tanteo final que proporciona la solución a adecuada con un $q = 1.00$.

$$\text{La cuantía de acero es igual a: } \rho = q \frac{f'_c}{f_y} = 1.00 \left(\frac{238}{4200} \right) = 0.060$$

$$\text{Y el área de acero es de: } A_s = \rho \frac{\pi D^2}{4} = 0.060 \left(\frac{\pi 100^2}{4} \right) = 471.24 \text{ cm}^2$$

Revisando si cumple el acero mínimo: $\frac{A_s}{A_c} > \frac{20}{f_y} \rightarrow \frac{471}{7854} > \frac{20}{4200} \rightarrow 0.06 > 0.0047 \therefore \text{cumple}$

El área de las barras de acero del No. 12 es de 11.40 cm², por lo que necesitaremos $471/11.40 = 41$, redondeando a números enteros y a fin de mantener una simetría o equilibrio de acero se cierra el valor a 40 barras, la separación entre barras se obtiene multiplicando el diámetro de la varilla por 1.50, dando así una separación libre entre barras de 5.72 cm, medido de centro a centro la separación será de 9.53 cm, para asegurar que pase el agregado.

Ahora para el dimensionamiento del zuncho, se debe verificar cual es la cuantía de acero mayor de la siguiente ecuación:

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\frac{A_g}{A_c} = \frac{D^2}{(D-2(r_l))^2} = \frac{100^2}{(100-2(4))^2} = 1.18$$

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} = 0.45(1.18 - 1) \frac{350}{4200} = 0.0068$$

$$0.12 \frac{f'_c}{f_y} = 0.12 \frac{350}{4200} = 0.01$$

$$0.01 > 0.0066 \therefore \rho_s = 0.01$$

$$\text{De la ecuación: } \rho_s = \frac{4A_e}{s d_s} \rightarrow s = \frac{4A_e}{\rho_s d_s} = \frac{4(0.78)}{0.01(100-(4+4+0.5+0.5))} = 3.42 \text{ cm} \approx 3.5 \text{ cm}$$

De donde A_e es el área transversal del zuncho y d_s es el diámetro del núcleo centro a centro de la hélice.

Separación libre máxima: $7.00 \text{ cm} > (7.00-1.00) = 6.00 \text{ cm}$

Separación libre mínima: $1.50(2.50) = 4.00 \text{ cm} < 6.00 \text{ cm}$

Paso del zuncho $s = 6.00 \text{ cm}$.

Ahora se revisa si el pilote cumple con la condición de fuerza resistente sea mayor a la carga última ($\Phi P_n \geq P_u$) mediante la ecuación que sigue:

$$\text{Área sección pila} = A_g = 7\,853.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero de refuerzo} = A_s = 40(11.40) = 456 \text{ cm}^2$$

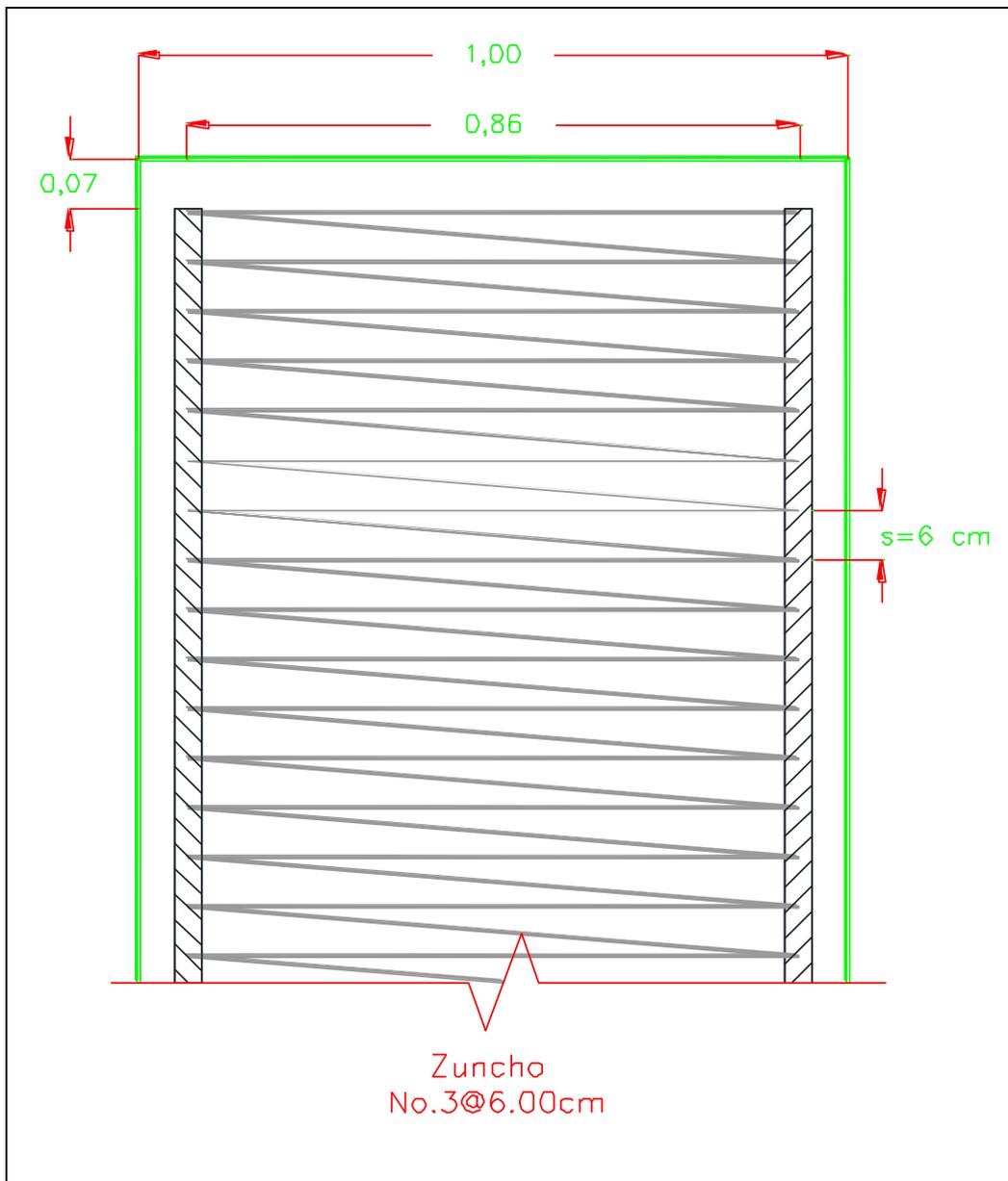
$\Phi = 0.70$ para columnas con refuerzo helicoidal

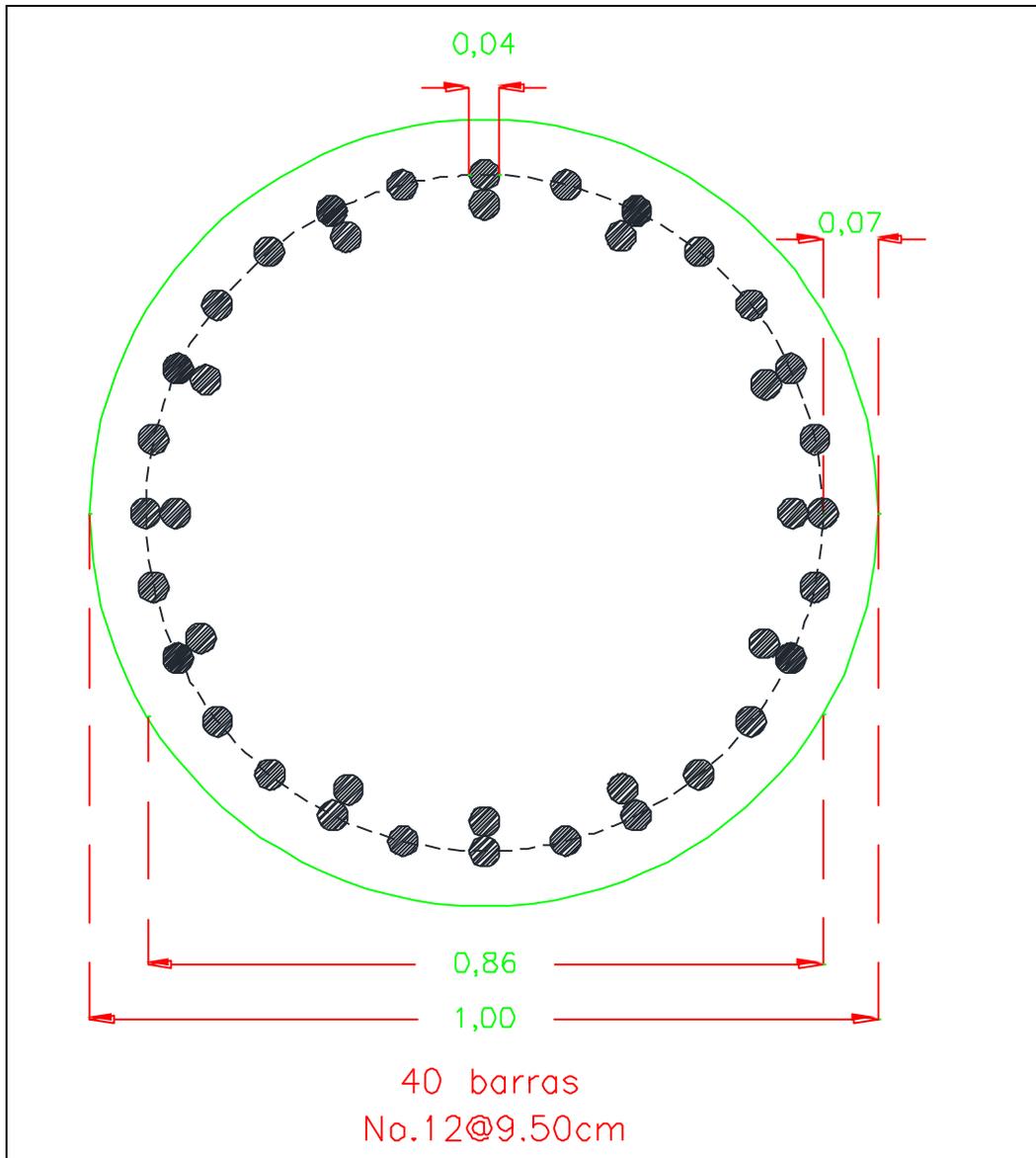
$$\phi P_{n(máx)} = 0.85\phi[0.85f'_c(Ag - As) + f_yA_s]$$

$$\phi P_{n(máx)} = 0.85(0.70)[0.85(350)(7853.98 - 456) + 4200(456)] = 2\,449.10\text{ t}$$

$$\phi P_{n(máx)} \geq Pu \rightarrow 2\,449.10 \geq 2\,178.40\text{ t}, \quad 12\% \text{ sobrado}$$

Por lo tanto la sección cumple con los requerimientos, además se puede optar por reducir la cuantía de acero.





Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.21, Acero de Refuerzo en Pilas

El siguiente paso es diseñar el cabezal o macizo de concreto, éste será el encargado de transmitir uniformemente la carga de la estructura hacia las pilas, revisando que el cabezal no falle por penetración de las pilas.

Con la carga actuante en cada pila $P = 1\,556\ t$, se calculan los momentos actuantes en 'x' y en 'y', tomando en cuenta el número de pilas que hay sobre ese eje, de estos momentos se escoge el mayor para el diseño, así se tiene que:

$$M_x = (\text{No. Pilas en } x)(P)(x) = (3.00)(1556)(3.92) = 18\,298.56\ t - m$$

$$M_y = (\text{No. Pilas en } y)(P)(y) = (4.00)(1556)(2.83) = 17\,613.92\ t - m$$

Como se ve el momento que rige es en dirección 'x' con la siguiente ecuación se hace un primer acercamiento al espesor del cabezal (Crespo, 2008).

$$d = \sqrt{\frac{M}{(K)(b)}} = \sqrt{\frac{(18298.56)(100000)}{(32.41)(1050)}} = 231.88 \text{ cm}$$

Donde M es el momento que rige en kg-cm, K es la constante de la sección balanceada en kg/cm^2 y b el ancho del cabezal en dirección del momento actuante en cm.

$$K = (0.50)(f_c)(k)(j) = 0.50(157.50)(0.49)(0.84) = 32.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45(f'_c) = 0.45(350) = 157.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} = \frac{157.5}{157.5 + \frac{1685}{10.20}} = \frac{157.5}{322.70} = 0.49$$

$$f_s = \text{para refuerzo grado 42 o mayor} = 1685 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{205791.16} = 10.20$$

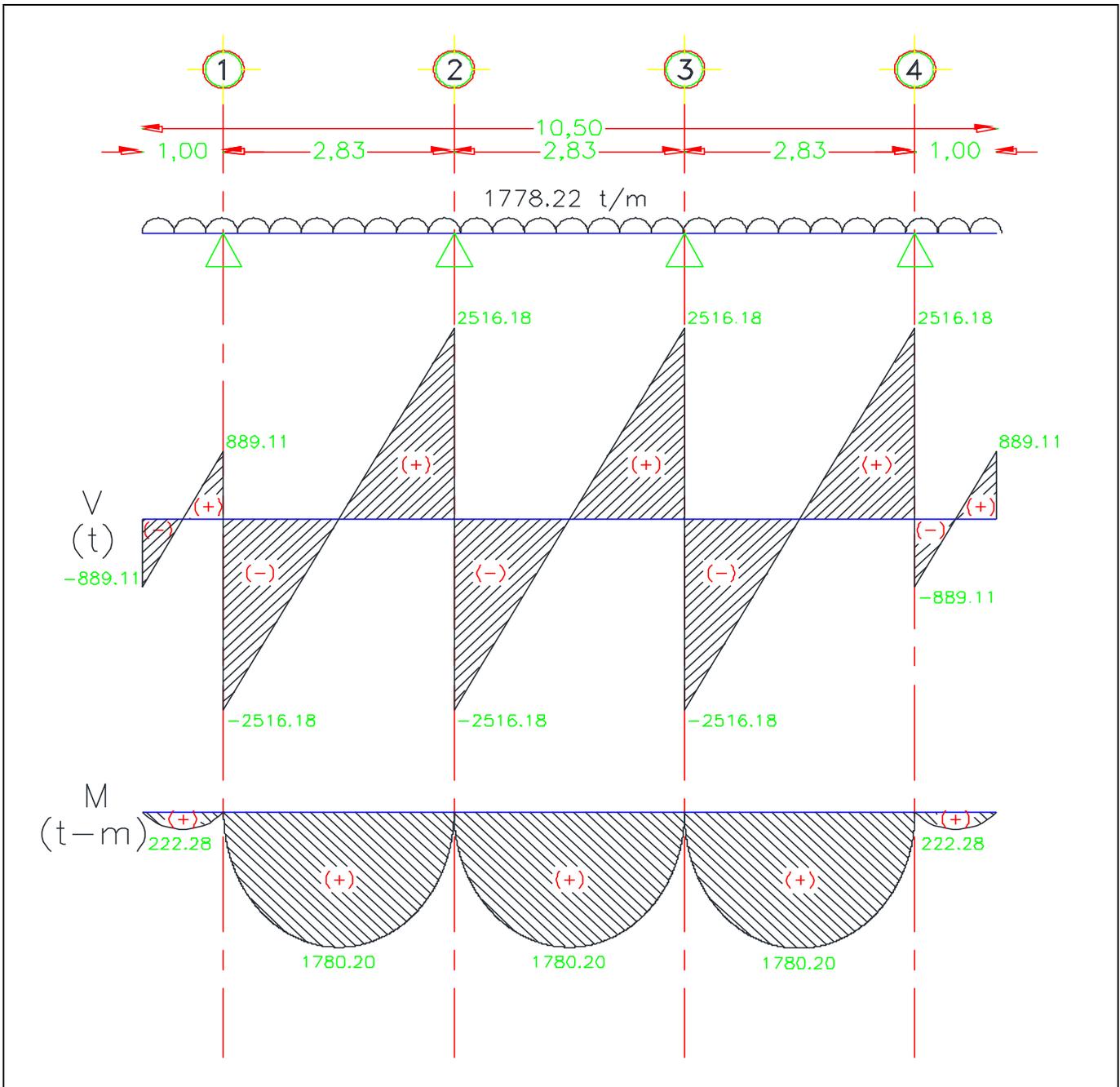
$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.49}{3} = 0.84$$

El espesor resulta grande pero se entiende que es debido a las acciones a las que está sometido el cabezal. El espesor calculado por momento regularmente es menor que el necesario para resistir corte, dicho espesor ' d ' se aumenta un 50% su valor, con este espesor se cierra el valor y se revisa por corte de penetración.

$$D = (1.50)(d) = (1.50)(232) = 340 \text{ cm, cerrando el valor queda en 300 cm}$$

Con un peralte $D = 300$ cm se revisa la penetración de las pilas por cortante.

El cortante actuante producido por los pilotes es de $V = 2516.18 \text{ t}$, éste se obtuvo del diagrama de los elementos mecánicos, figura 5.22.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.22, Diagrama de Elementos Mecánicos

El perímetro de la sección crítica a corte es:

$$b_0 = 2\pi \left(r + \frac{d}{2} \right) = 2\pi \left(50 + \frac{300}{2} \right) = 1256.64 \text{ cm}$$

Por lo que el esfuerzo cortante actuante será el siguiente:

$$v = \frac{V}{b_0 D} = \frac{2516.18(1000)}{(1256.64)(300)} = \frac{2516180}{376992} = 6.67 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de corte permisible, con refuerzo en dos direcciones, como medida de la tensión diagonal, tendrá un límite superior de:

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} = 0.53\sqrt{350} = 9.92 \text{ kg/cm}^2$$

Se observa que $v_c > v$, (esfuerzo cortante permisible mayor que el actuante), esto indica que no es necesario colocar estribos para reforzar la sección a cortante y sólo bastara con calcular el acero necesario para los momentos.

El acero de refuerzo necesario para absorber el momento en cada dirección se calcula de la siguiente forma:

$$\text{En 'x': } A_s = \frac{M_x}{(f_s)(j)(D)} = \frac{(1780.20)(100000)}{(1685)(0.84)(300)} = \frac{178020000}{424620} = 419.45 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas del No.12 ($A_v = 11.40 \text{ cm}^2$) se tiene:

$$N = \frac{A_s}{A_v} = \frac{419.45}{11.40} = 36.78 \text{ varillas. Se usarán 39 varillas @ 28 cm.}$$

El cálculo de la longitud de desarrollo se verá afectado por el factor de A_s requerido entre A_s proporcionado y será:

$$f = \frac{A_s}{N(A_v)} = \frac{419.45}{39(11.40)} = 0.94$$

Por lo tanto, la longitud de desarrollo para varilla del No.12 y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ es:

$$l_d = \frac{0.06(A_v)(f_y)}{\sqrt{f'_c}} (f) = \frac{0.06(11.40)(4200)}{\sqrt{350}} (0.94) = \frac{2872.80}{18.71} (0.94) = 153.54(0.94) = 144. \text{ cm}$$

Suponiendo un recubrimiento de 7 cm entre el extremo de la varilla y el borde del cabezal, la longitud de desarrollo disponible es de $1050 - (4)(100) - 7(2) = 639 \text{ cm}$.

En 'y', del análisis de elementos mecánicos se obtiene que $V = 3715.43 \text{ t}$ y $M = 3641.12 \text{ t-m}$:

$$A_s = \frac{M_y}{(f_s)(j)(D)} = \frac{(3641.12)(100000)}{(1685)(0.84)(300)} = \frac{364112000}{424620} = 857.50 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas del No.12 ($A_v = 11.40 \text{ cm}^2$) se tiene:

$$N = \frac{A_s}{A_v} = \frac{857.50}{11.40} = 75.22 \text{ varillas. Se usarán 75 varillas @ 13 cm.}$$

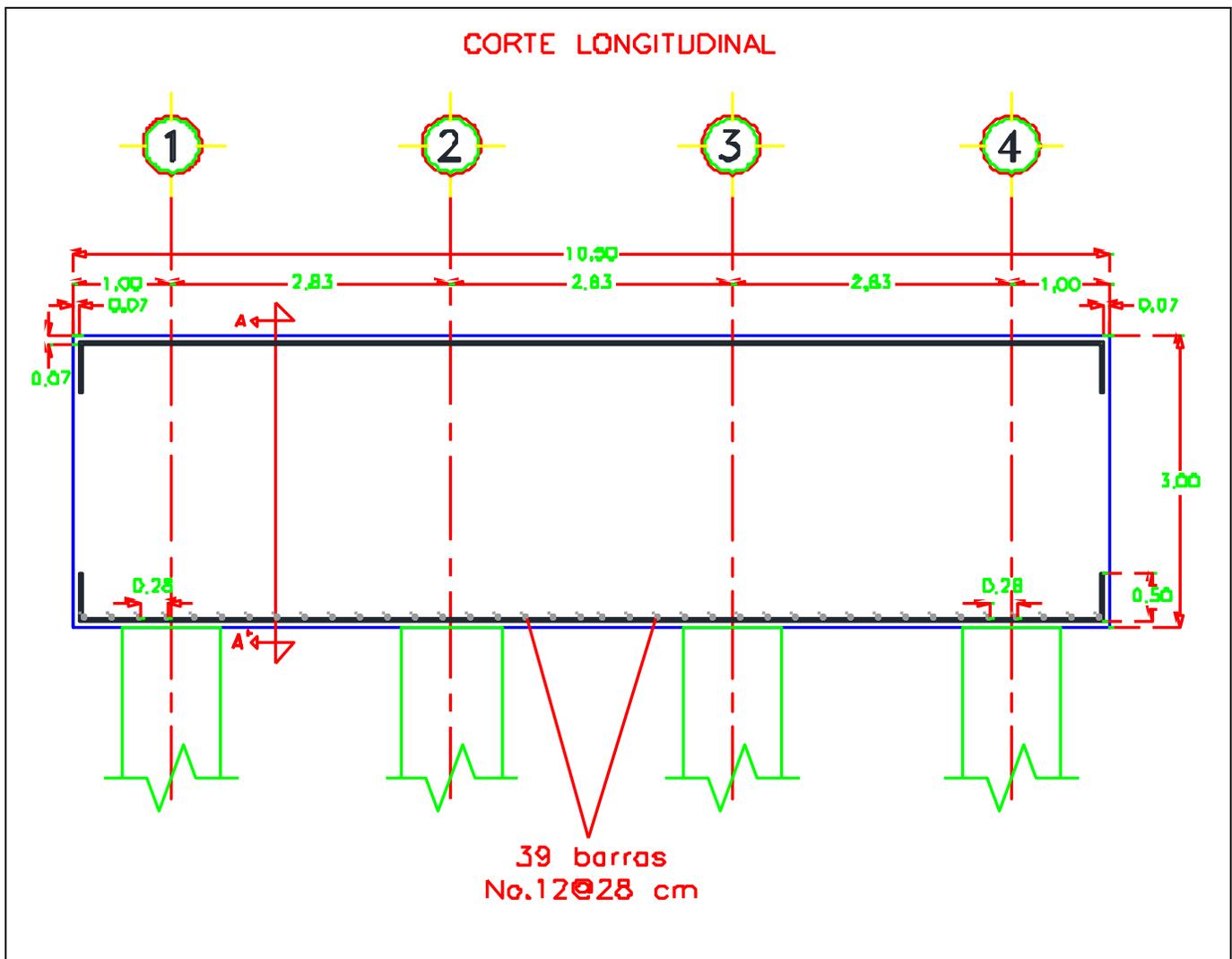
El cálculo de la longitud de desarrollo se verá afectado por el factor de A_s requerido entre A_s proporcionado y será:

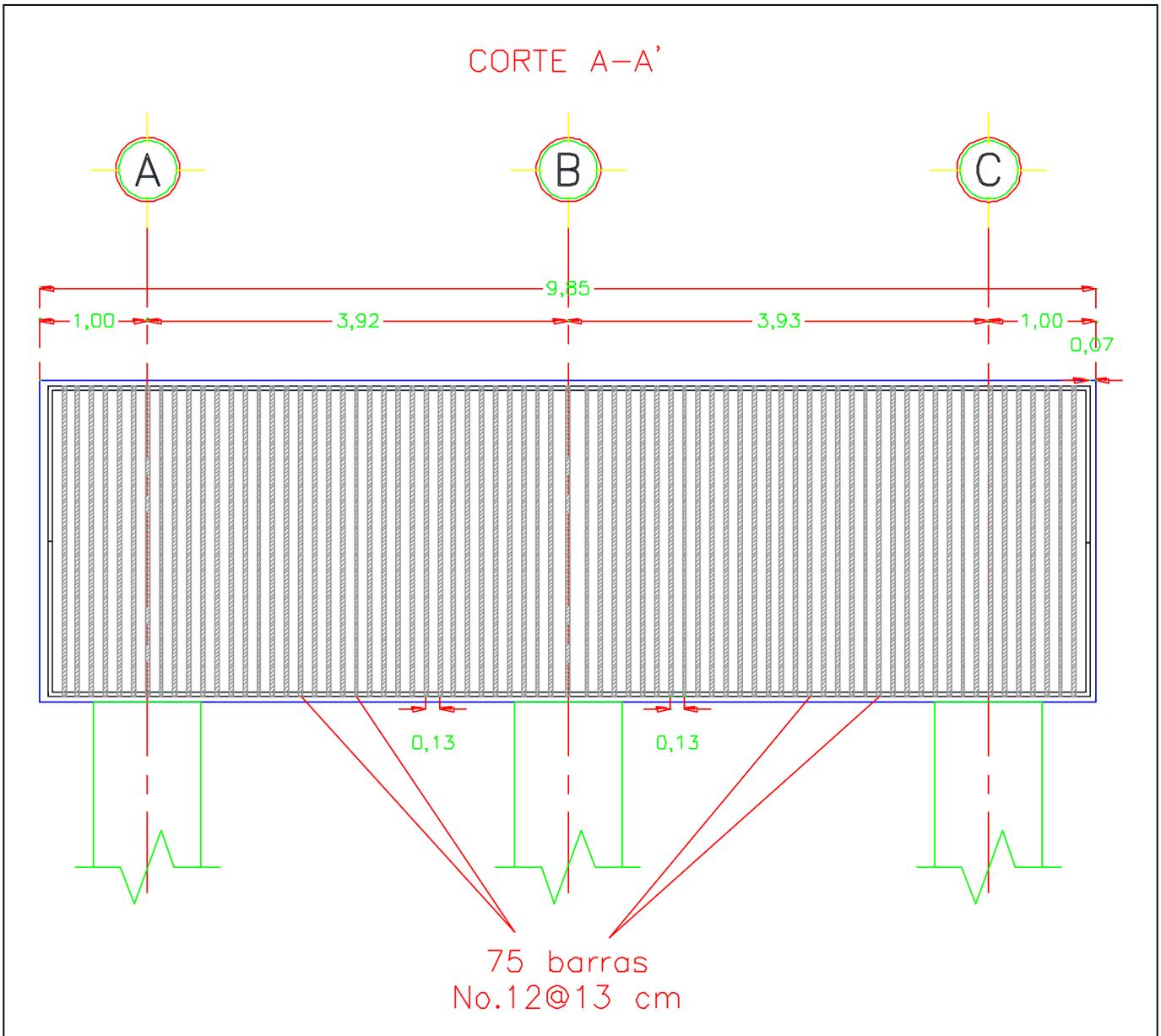
$$f = \frac{A_s}{N(A_v)} = \frac{857.50}{75(11.40)} = 1.00$$

Por lo tanto, la longitud de desarrollo para varilla del No. 12 y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ es:

$$I_d = \frac{0.06(A_v)(f_y)}{\sqrt{f'_c}} (f) = \frac{0.06(11.40)(4200)}{\sqrt{350}} (1.00) = \frac{2872.80}{18.71} (1.00) = 153.54(1.00) = 154 \text{ cm}$$

Suponiendo un recubrimiento de 7 cm entre el extremo de la varilla y el borde del cabezal, la longitud de desarrollo disponible es de $985 - (3)(100) - 7(2) = 671 \text{ cm}$.





Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.23, Acero de Refuerzo en Cabezal

VI- CONCLUSIONES

En este trabajo se estudia el planteamiento de algunas de las teorías más comunes acerca de capacidad de carga y de asentamientos inmediatos; se realiza una comparación entre ellas y se aplican en el desarrollo de un proyecto de cimentación, abarcando desde las primeras etapas hasta la selección de las características de una cimentación. El diseño se esboza desde la perspectiva de la Geotecnia, considerando características constructivas y estructurales. En este proyecto se revisa que se cumpla con las solicitaciones de la estructura para límites de falla y servicio, mediante el manejo de ciertos valores de seguridad que proporcionen holgura para las situaciones imprevistas y que absorban las incógnitas del proyecto.

En este estudio es preciso resaltar los siguientes puntos:

- Se manifiesta la importancia que conlleva la adecuada investigación de las condiciones de subsuelo adyacentes en un proyecto de cimentación; a su vez el cuidado que se debe tener en la selección de factores al momento de valorar el comportamiento de una cimentación. Además, es importante hacer énfasis en la necesidad de un mayor apoyo en la investigación, ya que los proyectos se desarrollan con resultados aproximados. También se pone de manifiesto que la solución no es única y no siempre se rige por una sola área o teoría; es decir, un proyecto debe cubrirse e interactuar con otras áreas de la ingeniería civil para un diseño apropiado y exitoso.
- Como se mencionó con anterioridad, la ingeniería de cimentaciones es una mezcla de experiencia y arte, ya que se desarrolla bajo muchas incógnitas y suposiciones que facilitan la solución del problema. Este proceso permite que no se llegue a un mismo resultado, incluso con la misma teoría y queda a cargo del proyectista asegurar el cumplimiento de los estados límite de falla y de servicio.
- Algunas teorías como las de Bell y Terzaghi, al aplicarse en estudios de cimentaciones profundas, quedan muy por debajo de los resultados que arrojan las demás teorías, por lo que su aplicabilidad queda reducida a cimentaciones superficiales.
- Los resultados con las teorías de Brinch – Hansen, Meyerhof, Berezantzev, muestran comportamientos muy similares y aproximados. Es posible observar la viabilidad para la aplicación de diferentes tipos de proyectos de cimentaciones profundas, a pesar de que cada autor maneja sus propios factores de carga y de corrección.
- Las teorías de capacidad de carga expuestas en este estudio conservan la estructura de la expresión de Terzaghi; aquello que diversifica los resultados son los factores que toman en cuenta a fin de reducir las incógnitas que se presentan en un proyecto, además de que cada autor esboza estudios propios para determinar los factores de

carga, considerando diferentes tipos de suelo y condiciones, por lo que se debe tener especial cuidado en la aplicación de las ecuaciones y no está de más el cotejo con otra teoría para verificar que los resultados obtenidos sean congruentes.

- En la teoría expresada en las N.T.C-2004 muestra resultados con la misma tendencia que las demás teorías, pero se obtiene una mayor capacidad de carga en comparación con las demás conforme la cimentación alcanza mayor profundidad, por lo que los parámetros usados pueden resultar algo exagerados.
- La verificación de los resultados obtenidos solo será posible a través de un monitoreo de la estructura, mediante la observación de sus deformaciones para así poder comparar que teoría se acerca más a los resultados obtenidos en campo.
- En cuanto a asentamientos las teorías muestran gran variación de resultados, esto debido a que la cuantificación de dichos asentamientos en suelos friccionantes es aún un campo no resuelto de la ingeniería de cimentaciones. Además muchas de estas teorías no consideran el factor de empotramiento entre el suelo y la estructura, lo cual permite sólo una previsión del comportamiento, de ahí la importancia de la selección de la teoría de Timoshenko, porque toma en cuenta un factor de confinamiento que reduce las incógnitas.
- El uso de factores de seguridad garantiza un buen funcionamiento de la estructura ante situaciones no previstas, de ahí que el factor de seguridad empleado sea grande; el número de incertidumbres que se maneja es elevado y el riesgo que se asume si no se ocuparan sería enorme. Entonces, a pesar de que un elevado factor de seguridad conlleve a una estructura de mayores dimensiones, asegura el resguardo de la inversión en la estructura.
- También hay que resaltar el respeto al proceso de diseño, ya que muchas veces por cuestiones constructivas se decide ignorar algunas consideraciones o alterar las condiciones de diseño -como son las propiedades mecánicas del suelo, por ejemplo- lo cual invariablemente modifica el diseño al manejar condiciones de suelo no previstas.
- Del análisis geotécnico de este trabajo se concluye que la alternativa seleccionada para esta estructura es una cimentación profunda a base de pilas de 1.00 metro de diámetro, trabajando de forma mixta, por punta y fricción, desplantadas a 20 m por debajo de la cota 491.23 m.s.n.m.
- La capacidad de carga admisible por pila individual para la unidad litológica Tmtl resulto de 2 295.788 t, 2 177.996 t por capacidad de punta y 117.791 t por fricción, para un

F.S = 3. El asentamiento individual de pila calculado resulto en 1.11 mm para condiciones secas de suelo y de 13.921 mm para condiciones de suelo saturado, la deformación por aplastamiento para la carga actuante antes mencionada resulto en 28.408 mm, dando un asentamiento total de 42.330 mm para condiciones de suelo saturado, que representa la condición mas desfavorable.

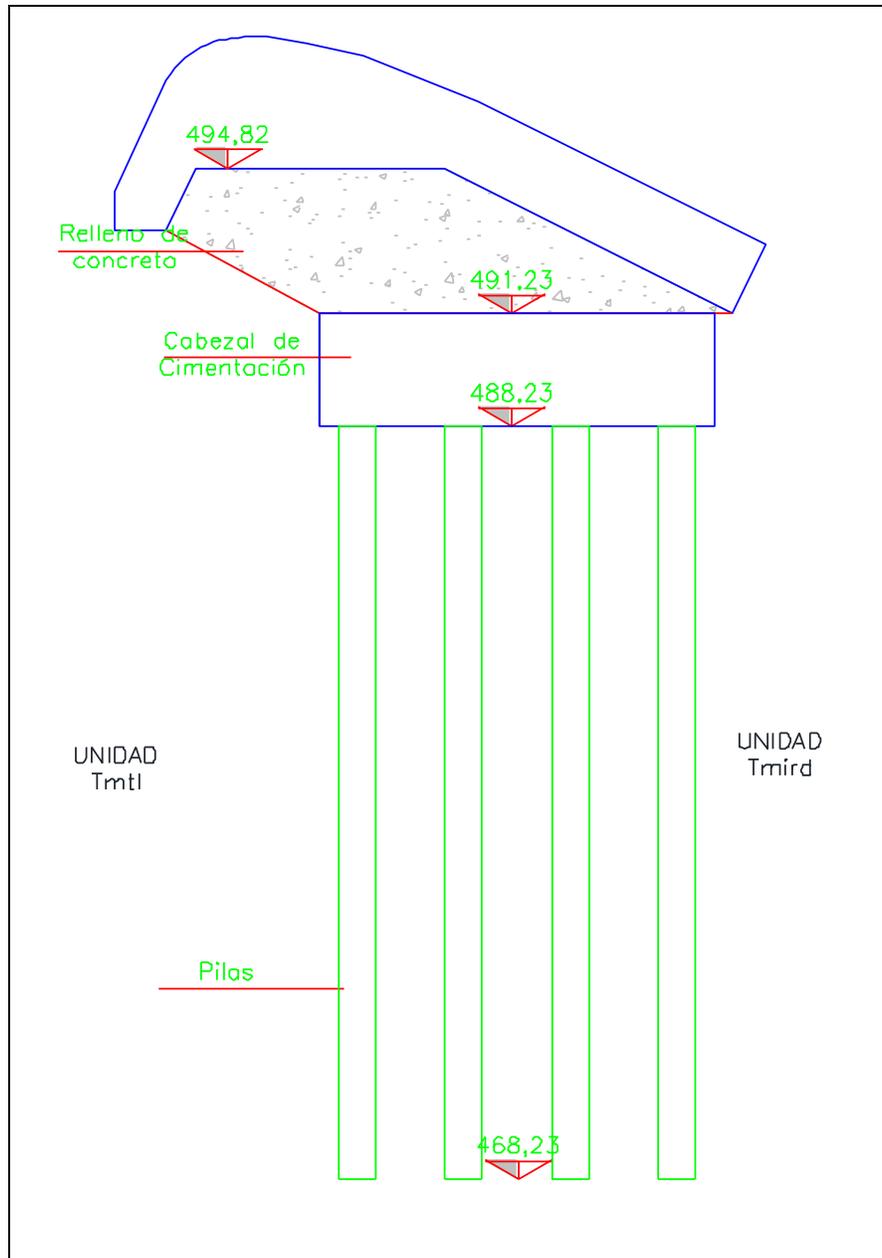


Fuente: Elaboración propia.
Figura 6.1, Obra de Toma

- La capacidad de carga admisible por pila individual para la unidad litológica Tmird resulto de 7 018.562 t, 6886.74 t por capacidad de punta y 131.822 t por fricción, para condiciones de suelo seco y un F.S = 3, para condiciones de suelo saturado se obtuvo una capacidad de carga admisible de 5 416.350 t, 5284.528 t por capacidad por punta y 131.822 t por fricción. El asentamiento individual de pila calculado resulto en 8.125 mm para condiciones de suelo seco y de 6.270 mm para condiciones de suelo saturado, la deformación por aplastamiento para la carga actuante antes mencionada resulto en

86.848 mm, dando un asentamiento total de 94.973 mm para condiciones de suelo seco, que representa la condición mas desfavorable.

- Las deformaciones máximas calculadas resultaron menores a lo estipulado en la reglamentación por lo que esta solución también cumple para los límites de servicio. El asentamiento permitido, según las N.T.C. – 2004, es de 20 mm ($0.002L = 0.002(9.85) = 0.00197 m = 19.7 mm$), obteniendo un máximo de 13.921 mm para la unidad litológica Tmtl para condiciones de suelo saturado.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6.2, Cimentación Obra de Toma U2.

ANEXO- A

En el anexo A se presentan los resultados obtenidos para los cálculos de capacidad de carga del “capítulo V - Diseño de Cimentación”, la unidad litológica analizada es la Tmtl, para los cálculos se considera al suelo en un estado seco, los cuadros se ordenan de acuerdo al tipo de cimentación, diámetro de pilas o pilotes y la teoría de capacidad de carga usada.

A. Capacidad de Carga

A.1. Losa de cimentación

Cuadro A.1, Hoja de cálculo teoría Prandtl – Terzaghi

D _f (m)	q _u (t/m ²)	q _a (t/m ²)	q _{est} (t/m ²)	Observación
0.10	187.465	62.488	180.533	falla
0.20	190.820	63.607	180.533	falla
0.30	194.175	64.725	180.533	falla
0.40	197.530	65.843	180.533	falla
0.50	200.885	66.962	180.533	falla
0.60	204.240	68.080	180.533	falla
0.70	207.595	69.198	180.533	falla
0.80	210.949	70.316	180.533	falla
0.90	214.304	71.435	180.533	falla
1	217.659	72.553	180.533	falla
2	251.208	83.736	180.533	falla
3	284.757	94.919	180.533	falla
4	318.306	106.102	180.533	falla
5	351.854	117.285	180.533	falla
6	385.403	128.468	180.533	falla
7	418.952	139.651	180.533	falla
8	452.501	150.834	180.533	falla
9	486.050	162.017	180.533	falla
10	519.598	173.199	180.533	falla

Cuadro A.2, Hoja de cálculo teoría de Meyerhof

D _f (m)	P ₀ (kg/m ²)	q _u (t/m ²)	q _a (t/m ²)	q _{est} (t/m ²)	Observación
0.10	239.634	662.372	220.791	180.533	cumple
0.20	479.268	671.418	223.806	180.533	cumple
0.30	718.903	680.465	226.822	180.533	cumple
0.40	958.537	689.511	229.837	180.533	cumple
0.50	1198.171	698.557	232.852	180.533	cumple
0.60	1437.805	707.603	235.868	180.533	cumple
0.70	1677.439	716.649	238.883	180.533	cumple
0.80	1917.074	725.696	241.899	180.533	cumple
0.90	2156.708	734.742	244.914	180.533	cumple
1	2396.342	743.788	247.929	180.533	cumple
2	4792.684	834.250	278.083	180.533	cumple
3	7189.026	924.712	308.237	180.533	cumple
4	9585.368	1015.174	338.391	180.533	cumple
5	11981.710	1105.636	368.545	180.533	cumple
6	14378.052	1196.098	398.699	180.533	cumple
7	16774.394	1286.559	428.853	180.533	cumple
8	19170.736	1377.021	459.007	180.533	cumple
9	21567.078	1467.483	489.161	180.533	cumple
10	23963.420	1557.945	519.315	180.533	cumple

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.3, Hoja de cálculo teoría de Bell

D _f (m)	q _u (t/m ²)	q _a (t/m ²)	q _{est} (t/m ²)	Observación
0.10	352.396	117.465	180.533	falla
0.20	355.991	118.664	180.533	falla
0.30	359.585	119.862	180.533	falla
0.40	363.180	121.060	180.533	falla
0.50	366.774	122.258	180.533	falla
0.60	370.369	123.456	180.533	falla
0.70	373.963	124.654	180.533	falla
0.80	377.558	125.853	180.533	falla
0.90	381.152	127.051	180.533	falla
1	384.747	128.249	180.533	falla
2	420.692	140.231	180.533	falla
3	456.637	152.212	180.533	falla
4	492.582	164.194	180.533	falla

D _f (m)	q _u (t/m ²)	q _a (t/m ²)	q _{est} (t/m ²)	Observación
5	528.527	176.176	180.533	falla
6	564.473	188.158	180.533	cumple
7	600.418	200.139	180.533	cumple
8	636.363	212.121	180.533	cumple
9	672.308	224.103	180.533	cumple
10	708.253	236.084	180.533	cumple

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.4, Hoja de calculo teoría de Brinch - Hansen

D _f (m)	D _f /B	Factor de forma			Factor de profundidad			D _f (m)	q _u (t/m ²)	q _a (t/m ²)	q _{est} (t/m ²)	Observación
		S _c	S _q	S _v	d _c	d _q	d _v					
0.10	0.010	1.700	1.682	0.625	1.004	1.000	1.000	0.1	614.248	204.749	180.533	cumple
0.20	0.020	1.700	1.682	0.625	1.008	1.000	1.000	0.2	615.541	205.180	180.533	cumple
0.30	0.030	1.700	1.682	0.625	1.012	1.000	1.000	0.3	616.834	205.611	180.533	cumple
0.40	0.041	1.700	1.682	0.625	1.016	1.000	1.000	0.4	618.127	206.042	180.533	cumple
0.50	0.051	1.700	1.682	0.625	1.020	1.000	1.000	0.5	619.420	206.473	180.533	cumple
0.60	0.061	1.700	1.682	0.625	1.024	1.000	1.000	0.6	620.714	206.905	180.533	cumple
0.70	0.071	1.700	1.682	0.625	1.028	1.000	1.000	0.7	622.007	207.336	180.533	cumple
0.80	0.081	1.700	1.682	0.625	1.032	1.000	1.000	0.8	623.300	207.767	180.533	cumple
0.90	0.091	1.700	1.682	0.625	1.037	1.000	1.000	0.9	624.593	208.198	180.533	cumple
1	0.102	1.700	1.682	0.625	1.041	1.000	1.000	1	625.886	208.629	180.533	cumple
2	0.203	1.700	1.682	0.625	1.081	1.000	1.000	2	638.818	212.939	180.533	cumple
3	0.305	1.700	1.682	0.625	1.122	1.000	1.000	3	651.750	217.250	180.533	cumple
4	0.406	1.700	1.682	0.625	1.162	1.000	1.000	4	664.681	221.560	180.533	cumple
5	0.508	1.700	1.682	0.625	1.203	1.000	1.000	5	677.613	225.871	180.533	cumple
6	0.609	1.700	1.682	0.625	1.244	1.000	1.000	6	690.545	230.182	180.533	cumple
7	0.711	1.700	1.682	0.625	1.284	1.000	1.000	7	703.476	234.492	180.533	cumple
8	0.812	1.700	1.682	0.625	1.325	1.000	1.000	8	716.408	238.803	180.533	cumple
9	0.914	1.700	1.682	0.625	1.365	1.000	1.000	9	729.340	243.113	180.533	cumple
10	1.015	1.700	1.682	0.625	1.317	1.000	1.000	10	722.781	240.927	180.533	cumple

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.5, Hoja de calculo teoría GDF – NTC, 2004

D _f (m)	D _f /B	N _q	N _v	p _v (t/m ²)	p' _v (t/m ²)	q _u (t/m ²)	q _a (t/m ²)	q _{est} (t/m ²)	Observación
0.1	0.010	63.483	58.540	0.240	0.240	494.343	353.102	180.533	cumple
0.2	0.020	63.483	58.540	0.479	0.479	505.064	360.760	180.533	cumple
0.3	0.030	63.483	58.540	0.719	0.719	515.784	368.417	180.533	cumple
0.4	0.041	63.483	58.540	0.959	0.959	526.505	376.075	180.533	cumple
0.5	0.051	63.483	58.540	1.198	1.198	537.226	383.733	180.533	cumple
0.6	0.061	63.483	58.540	1.438	1.438	547.947	391.391	180.533	cumple
0.7	0.071	63.483	58.540	1.677	1.677	558.668	399.048	180.533	cumple
0.8	0.081	63.483	58.540	1.917	1.917	569.389	406.706	180.533	cumple
0.9	0.091	63.483	58.540	2.157	2.157	580.109	414.364	180.533	cumple
1	0.102	63.483	58.540	2.396	2.396	590.830	422.022	180.533	cumple
2	0.203	63.483	58.540	4.793	4.793	698.039	498.599	180.533	cumple
3	0.305	63.483	58.540	7.189	7.189	805.247	575.176	180.533	cumple
4	0.406	63.483	58.540	9.585	9.585	912.455	651.754	180.533	cumple
5	0.508	63.483	58.540	11.982	11.982	1019.664	728.331	180.533	cumple
6	0.609	63.483	58.540	14.378	14.378	1126.872	804.909	180.533	cumple
7	0.711	63.483	58.540	16.774	16.774	1234.080	881.486	180.533	cumple
8	0.812	63.483	58.540	19.171	19.171	1341.289	958.063	180.533	cumple
9	0.914	63.483	58.540	21.567	21.567	1448.497	1034.641	180.533	cumple
10	1.015	63.483	58.540	23.963	23.963	1555.705	1111.218	180.533	cumple

Fuente: Elaboración propia.

A.2. Pilotes

Como se menciona se presentan los resultados obtenidos en capacidad de carga, en la primera columna de observación se compara si un solo pilote resiste la carga, como es previsible no se cumplirá con dicha solicitud, por lo tanto en la siguiente columna se especifica el número de pilotes necesarios para soportar la carga, con esto se hace una segunda observación en conjunto, donde se cumple con la solicitante. En la parte inferior de la tabla se anota el número máximo de pilotes que se pueden instalar en la planta haciendo ciertas consideraciones de construcción descritas en el capítulo V.

Cuadro A.6, Cálculos capacidad de carga (D=0.30 m), Prandtl - Terzaghi

B= 0.30		m		A _p = 0.071		m ²			
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	382.288	27.022	50.277	25.767	18671.609	falla	725	18680.778	cumple
12	636.826	45.015	52.507	32.507	18671.609	falla	575	18691.602	cumple
14	726.765	51.372	59.195	36.856	18671.609	falla	507	18685.819	cumple
16	816.704	57.729	70.342	42.690	18671.609	falla	438	18698.412	cumple
18	906.644	64.087	85.948	50.011	18671.609	falla	374	18704.291	cumple
20	996.583	70.444	106.012	58.819	18671.609	falla	318	18704.367	cumple
22	1502.723	106.221	108.567	71.596	18671.609	falla	261	18686.580	cumple
24	1630.188	115.231	116.232	77.154	18671.609	falla	243	18748.531	cumple
26	1757.653	124.241	129.007	84.416	18671.609	falla	222	18740.387	cumple
28	1885.118	133.251	146.893	93.381	18671.609	falla	200	18676.245	cumple
30	2012.583	142.261	169.888	104.050	18671.609	falla	180	18728.936	cumple
32	2140.048	151.271	197.993	116.421	18671.609	falla	161	18743.849	cumple
34	2267.513	160.281	231.209	130.497	18671.609	falla	144	18791.503	cumple
36	2394.978	169.291	269.534	146.275	18671.609	falla	128	18723.205	cumple
38	2522.443	178.301	312.970	163.757	18671.609	falla	115	18832.041	cumple
40	2649.908	187.311	361.515	182.942	18671.609	falla	103	18843.034	cumple
42	2777.373	196.321	415.171	203.831	18671.609	falla	92	18752.418	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					184				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.7, Cálculos capacidad de carga (D=0.50 m), Prandtl - Terzaghi

B= 0.50 m			A _p = 0.196 m ²			Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
10	385.164	75.627	83.796	53.141	18671.609	falla	352	18705.561	cumple
12	641.323	125.923	87.511	71.145	18671.609	falla	263	18711.122	cumple
14	731.262	143.583	98.658	80.747	18671.609	falla	232	18733.326	cumple
16	821.201	161.243	117.236	92.826	18671.609	falla	202	18750.918	cumple
18	911.141	178.902	143.246	107.383	18671.609	falla	174	18684.582	cumple
20	1001.080	196.562	176.687	124.416	18671.609	falla	151	18786.827	cumple
22	1508.586	296.210	180.945	159.052	18671.609	falla	118	18768.109	cumple
24	1636.051	321.238	193.720	171.653	18671.609	falla	109	18710.147	cumple
26	1763.516	346.266	215.012	187.093	18671.609	falla	100	18709.260	cumple
28	1890.981	371.293	244.821	205.371	18671.609	falla	91	18688.798	cumple
30	2018.446	396.321	283.146	226.489	18671.609	falla	83	18798.598	cumple
32	2145.911	421.349	329.989	250.446	18671.609	falla	75	18783.434	cumple
34	2273.376	446.376	385.348	277.241	18671.609	falla	68	18852.413	cumple
36	2400.841	471.404	449.223	306.876	18671.609	falla	61	18719.428	cumple
38	2528.306	496.432	521.616	339.349	18671.609	falla	56	19003.560	cumple
40	2655.771	521.460	602.525	374.662	18671.609	falla	50	18733.082	cumple
42	2783.236	546.487	691.952	412.813	18671.609	falla	46	18989.395	cumple
Numero máximo de pilotes en planta:					66				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.8, Cálculos capacidad de carga (D=0.70 m), Prandtl - Terzaghi

B= 0.70 m			A _p = 0.385 m ²			Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
10	388.039	149.335	117.314	88.883	18671.609	falla	211	18754.311	cumple
12	645.820	248.541	122.516	123.686	18671.609	falla	151	18676.515	cumple
14	735.759	283.153	138.122	140.425	18671.609	falla	133	18676.521	cumple
16	825.698	317.766	164.131	160.632	18671.609	falla	117	18793.984	cumple
18	915.638	352.379	200.544	184.308	18671.609	falla	102	18799.380	cumple
20	1005.577	386.991	247.361	211.451	18671.609	falla	89	18819.128	cumple
22	1514.450	582.829	253.323	278.717	18671.609	falla	67	18674.055	cumple
24	1641.915	631.883	271.208	301.030	18671.609	falla	63	18964.915	cumple
26	1769.380	680.937	301.017	327.318	18671.609	falla	58	18984.448	cumple
28	1896.845	729.991	342.749	357.580	18671.609	falla	53	18951.752	cumple
30	2024.310	779.046	396.405	391.817	18671.609	falla	48	18807.210	cumple
32	2151.775	828.100	461.984	430.028	18671.609	falla	44	18921.233	cumple
34	2279.240	877.154	539.487	472.214	18671.609	falla	40	18888.547	cumple
36	2406.705	926.209	628.913	518.374	18671.609	falla	37	19179.831	cumple
38	2534.170	975.263	730.262	568.508	18671.609	falla	33	18760.779	cumple
40	2661.635	1024.317	843.536	622.618	18671.609	falla	30	18678.527	cumple
42	2789.100	1073.371	968.732	680.701	18671.609	falla	28	19059.634	cumple
Numero máximo de pilotes en planta:					34				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.9, Cálculos capacidad de carga (D=0.90 m), Prandtl - Terzaghi

B= 0.90 m			A _p = 0.636 m ²						
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	390.915	248.689	150.832	133.174	18671.609	falla	141	18777.511	cumple
12	650.317	413.714	157.520	190.411	18671.609	falla	99	18850.731	cumple
14	740.256	470.931	177.585	216.172	18671.609	falla	87	18806.950	cumple
16	830.195	528.147	211.026	246.391	18671.609	falla	76	18725.718	cumple
18	920.135	585.364	257.843	281.069	18671.609	falla	67	18831.622	cumple
20	1010.074	642.581	318.036	320.206	18671.609	falla	59	18892.137	cumple
22	1520.313	967.182	325.701	430.961	18671.609	falla	44	18962.278	cumple
24	1647.778	1048.271	348.696	465.656	18671.609	falla	41	19091.891	cumple
26	1775.243	1129.361	387.022	505.461	18671.609	falla	37	18702.055	cumple
28	1902.708	1210.451	440.678	550.376	18671.609	falla	34	18712.787	cumple
30	2030.173	1291.540	509.663	600.401	18671.609	falla	32	19212.841	cumple
32	2157.638	1372.630	593.980	655.537	18671.609	falla	29	19010.560	cumple
34	2285.103	1453.720	693.626	715.782	18671.609	falla	27	19326.111	cumple
36	2412.568	1534.810	808.602	781.137	18671.609	falla	24	18747.295	cumple
38	2540.033	1615.899	938.909	851.603	18671.609	falla	22	18735.261	cumple
40	2667.498	1696.989	1084.546	927.178	18671.609	falla	21	19470.744	cumple
42	2794.963	1778.079	1245.513	1007.864	18671.609	falla	19	19149.414	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					20				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.10, Cálculos capacidad de carga (D=0.30 m), Meyerhof

B= 0.30 m			A _p = 0.071 m ²						
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	2266.318	160.197	50.277	70.158	18671.592	falla	267	18732.190	cumple
12	3797.604	268.437	52.507	106.981	18671.592	falla	175	18721.713	cumple
14	4347.233	307.288	59.195	122.161	18671.592	falla	153	18690.619	cumple
16	4896.861	346.139	70.342	138.827	18671.592	falla	135	18741.626	cumple
18	5446.489	384.990	85.948	156.979	18671.592	falla	119	18680.508	cumple
20	5996.117	423.841	106.012	176.618	18671.592	falla	106	18721.457	cumple
22	9463.219	668.916	108.567	259.161	18671.592	falla	73	18918.743	cumple
24	10278.995	726.579	116.232	280.937	18671.592	falla	67	18822.790	cumple
26	11094.771	784.243	129.007	304.417	18671.592	falla	62	18873.843	cumple
28	11910.547	841.907	146.893	329.600	18671.592	falla	57	18787.190	cumple
30	12726.323	899.571	169.888	356.486	18671.592	falla	53	18893.769	cumple
32	13542.099	957.235	197.993	385.076	18671.592	falla	49	18868.720	cumple
34	14357.875	1014.898	231.209	415.369	18671.592	falla	45	18691.605	cumple
36	15173.651	1072.562	269.534	447.365	18671.592	falla	42	18789.348	cumple
38	15989.427	1130.226	312.970	481.065	18671.592	falla	39	18761.543	cumple
40	16805.203	1187.890	361.515	516.468	18671.592	falla	37	19109.329	cumple
42	17620.979	1245.554	415.171	553.575	18671.592	falla	34	18821.545	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					184				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.11, Cálculos capacidad de carga (D=0.50 m) , Meyerhof

B= 0.50 m			A _p = 0.196 m ²						
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	2266.318	444.991	83.796	176.262	18671.592	falla	106	18683.783	cumple
12	3797.604	745.658	87.511	277.723	18671.592	falla	68	18885.169	cumple
14	4347.233	853.577	98.658	317.412	18671.592	falla	59	18727.296	cumple
16	4896.861	961.496	117.236	359.578	18671.592	falla	52	18698.036	cumple
18	5446.489	1069.416	143.246	404.221	18671.592	falla	47	18998.364	cumple
20	5996.117	1177.335	176.687	451.341	18671.592	falla	42	18956.302	cumple
22	9463.219	1858.099	180.945	679.681	18671.592	falla	28	19031.076	cumple
24	10278.995	2018.276	193.720	737.332	18671.592	falla	26	19170.634	cumple
26	11094.771	2178.453	215.012	797.822	18671.592	falla	24	19147.723	cumple
28	11910.547	2338.630	244.821	861.150	18671.592	falla	22	18945.310	cumple
30	12726.323	2498.808	283.146	927.318	18671.592	falla	21	19473.679	cumple
32	13542.099	2658.985	329.989	996.325	18671.592	falla	19	18930.166	cumple
34	14357.875	2819.162	385.348	1068.170	18671.592	falla	18	19227.059	cumple
36	15173.651	2979.339	449.223	1142.854	18671.592	falla	17	19428.523	cumple
38	15989.427	3139.517	521.616	1220.378	18671.592	falla	16	19526.041	cumple
40	16805.203	3299.694	602.525	1300.740	18671.592	falla	15	19511.097	cumple
42	17620.979	3459.871	691.952	1383.941	18671.592	falla	14	19375.173	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					66				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.12, Cálculos capacidad de carga (D=0.70 m) , Meyerhof

B= 0.70 m			A _p = 0.385 m ²						
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	2266.318	872.182	117.314	329.832	18671.592	falla	57	18800.416	cumple
12	3797.604	1461.489	122.516	528.002	18671.592	falla	36	19008.064	cumple
14	4347.233	1673.011	138.122	603.711	18671.592	falla	31	18715.038	cumple
16	4896.861	1884.533	164.131	682.888	18671.592	falla	28	19120.863	cumple
18	5446.489	2096.055	200.544	765.533	18671.592	falla	25	19138.324	cumple
20	5996.117	2307.576	247.361	851.646	18671.592	falla	22	18736.210	cumple
22	9463.219	3641.874	253.323	1298.399	18671.592	falla	15	19475.983	cumple
24	10278.995	3955.821	271.208	1409.010	18671.592	falla	14	19726.137	cumple
26	11094.771	4269.768	301.017	1523.595	18671.592	falla	13	19806.737	cumple
28	11910.547	4583.716	342.749	1642.155	18671.592	falla	12	19705.860	cumple
30	12726.323	4897.663	396.405	1764.689	18671.592	falla	11	19411.583	cumple
32	13542.099	5211.611	461.984	1891.198	18671.592	falla	10	18911.982	cumple
34	14357.875	5525.558	539.487	2021.682	18671.592	falla	10	20216.816	cumple
36	15173.651	5839.505	628.913	2156.139	18671.592	falla	9	19405.255	cumple
38	15989.427	6153.453	730.262	2294.572	18671.592	falla	9	20651.146	cumple
40	16805.203	6467.400	843.536	2436.979	18671.592	falla	8	19495.829	cumple
42	17620.979	6781.348	968.732	2583.360	18671.592	falla	8	20666.879	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					34				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.13, Cálculos capacidad de carga (D=0.90 m) , Meyerhof

B= 0.90 m			A _p = 0.636 m ²			Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
10	2266.318	1441.770	150.832	530.867	18671.592	falla	36	19111.222	cumple
12	3797.604	2415.932	157.520	857.817	18671.592	falla	22	18871.981	cumple
14	4347.233	2765.590	177.585	981.058	18671.592	falla	20	19621.165	cumple
16	4896.861	3115.248	211.026	1108.758	18671.592	falla	17	18848.885	cumple
18	5446.489	3464.907	257.843	1240.916	18671.592	falla	16	19854.663	cumple
20	5996.117	3814.565	318.036	1377.534	18671.592	falla	14	19285.471	cumple
22	9463.219	6020.240	325.701	2115.314	18671.592	falla	9	19037.823	cumple
24	10278.995	6539.214	348.696	2295.970	18671.592	falla	9	20663.732	cumple
26	11094.771	7058.188	387.022	2481.737	18671.592	falla	8	19853.894	cumple
28	11910.547	7577.163	440.678	2672.613	18671.592	falla	7	18708.294	cumple
30	12726.323	8096.137	509.663	2868.600	18671.592	falla	7	20080.201	cumple
32	13542.099	8615.111	593.980	3069.697	18671.592	falla	7	21487.879	cumple
34	14357.875	9134.086	693.626	3275.904	18671.592	falla	6	19655.423	cumple
36	15173.651	9653.060	808.602	3487.221	18671.592	falla	6	20923.324	cumple
38	15989.427	10172.034	938.909	3703.648	18671.592	falla	6	22221.886	cumple
40	16805.203	10691.008	1084.546	3925.185	18671.592	falla	5	19625.924	cumple
42	17620.979	11209.983	1245.513	4151.832	18671.592	falla	5	20759.159	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					20				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.14, Cálculos capacidad de carga (D=0.30 m), Bell

B= 0.30			A _p = 0.071 m ²			Observación	# Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
10	421.559	29.798	50.277	26.692	18671.609	falla	700	18684.329	cumple
12	736.574	52.065	52.507	34.857	18671.609	falla	536	18683.556	cumple
14	836.506	59.129	59.195	39.441	18671.609	falla	474	18695.207	cumple
16	936.439	66.193	70.342	45.512	18671.609	falla	411	18705.270	cumple
18	1036.371	73.257	85.948	53.068	18671.609	falla	352	18679.971	cumple
20	1136.303	80.321	106.012	62.111	18671.609	falla	301	18695.366	cumple
22	1524.703	107.775	108.567	72.114	18671.609	falla	259	18677.518	cumple
24	1652.168	116.785	116.232	77.672	18671.609	falla	241	18719.030	cumple
26	1779.633	125.795	129.007	84.934	18671.609	falla	220	18685.488	cumple
28	1907.098	134.805	146.893	93.899	18671.609	falla	199	18685.921	cumple
30	2034.563	143.815	169.888	104.568	18671.609	falla	179	18717.587	cumple
32	2162.028	152.825	197.993	116.939	18671.609	falla	160	18710.288	cumple
34	2289.493	161.835	231.209	131.014	18671.609	falla	143	18735.064	cumple
36	2416.958	170.845	269.534	146.793	18671.609	falla	128	18789.493	cumple
38	2544.423	179.855	312.970	164.275	18671.609	falla	114	18727.322	cumple
40	2671.888	188.865	361.515	183.460	18671.609	falla	102	18712.915	cumple
42	2799.353	197.875	415.171	204.349	18671.609	falla	92	18800.062	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					184				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.15, Cálculos capacidad de carga (D=0.50 m), Bell

B= 0.50 m			A _p = 0.196 m ²						
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	426.256	83.695	83.796	55.830	18671.609	falla	335	18703.150	cumple
12	743.569	145.999	87.511	77.837	18671.609	falla	240	18680.862	cumple
14	843.501	165.621	98.658	88.093	18671.609	falla	212	18675.743	cumple
16	943.434	185.243	117.236	100.826	18671.609	falla	186	18753.713	cumple
18	1043.366	204.864	143.246	116.037	18671.609	falla	161	18681.925	cumple
20	1143.299	224.486	176.687	133.724	18671.609	falla	140	18721.399	cumple
22	1534.339	301.267	180.945	160.737	18671.609	falla	117	18806.260	cumple
24	1661.804	326.294	193.720	173.338	18671.609	falla	108	18720.528	cumple
26	1789.269	351.322	215.012	188.778	18671.609	falla	99	18689.032	cumple
28	1916.734	376.350	244.821	207.057	18671.609	falla	91	18842.178	cumple
30	2044.199	401.378	283.146	228.175	18671.609	falla	82	18710.319	cumple
32	2171.664	426.405	329.989	252.131	18671.609	falla	75	18909.846	cumple
34	2299.129	451.433	385.348	278.927	18671.609	falla	67	18688.099	cumple
36	2426.594	476.461	449.223	308.561	18671.609	falla	61	18822.243	cumple
38	2554.059	501.488	521.616	341.035	18671.609	falla	55	18756.913	cumple
40	2681.524	526.516	602.525	376.347	18671.609	falla	50	18817.357	cumple
42	2808.989	551.544	691.952	414.498	18671.609	falla	46	19066.927	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					66				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.16, Cálculos capacidad de carga (D=0.70 m), Bell

B= 0.70 m			A _p = 0.385 m ²						
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	430.953	165.850	117.314	94.388	18671.609	falla	198	18688.831	cumple
12	750.564	288.851	122.516	137.122	18671.609	falla	137	18785.754	cumple
14	850.497	327.309	138.122	155.144	18671.609	falla	121	18772.385	cumple
16	950.429	365.768	164.131	176.633	18671.609	falla	106	18723.098	cumple
18	1050.361	404.226	200.544	201.590	18671.609	falla	93	18747.893	cumple
20	1150.294	442.685	247.361	230.015	18671.609	falla	82	18861.265	cumple
22	1543.975	594.191	253.323	282.505	18671.609	falla	67	18927.821	cumple
24	1671.440	643.246	271.208	304.818	18671.609	falla	62	18898.714	cumple
26	1798.905	692.300	301.017	331.106	18671.609	falla	57	18873.021	cumple
28	1926.370	741.354	342.749	361.368	18671.609	falla	52	18791.125	cumple
30	2053.835	790.408	396.405	395.604	18671.609	falla	48	18989.013	cumple
32	2181.300	839.463	461.984	433.816	18671.609	falla	44	19087.886	cumple
34	2308.765	888.517	539.487	476.001	18671.609	falla	40	19040.050	cumple
36	2436.230	937.571	628.913	522.161	18671.609	falla	36	18797.810	cumple
38	2563.695	986.626	730.262	572.296	18671.609	falla	33	18885.769	cumple
40	2691.160	1035.680	843.536	626.405	18671.609	falla	30	18792.154	cumple
42	2818.625	1084.734	968.732	684.489	18671.609	falla	28	19165.686	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					34				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.17, Cálculos capacidad de carga (D=0.90 m), Bell

B= 0.90 m			A _p = 0.636 m ²						
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	435.650	277.148	150.832	142.660	18671.609	falla	131	18688.489	cumple
12	757.560	481.939	157.520	213.153	18671.609	falla	88	18757.463	cumple
14	857.492	545.513	177.585	241.033	18671.609	falla	78	18800.539	cumple
16	957.424	609.087	211.026	273.371	18671.609	falla	69	18862.591	cumple
18	1057.357	672.661	257.843	310.168	18671.609	falla	61	18920.247	cumple
20	1157.289	736.236	318.036	351.424	18671.609	falla	54	18976.888	cumple
22	1553.612	988.365	325.701	438.022	18671.609	falla	43	18834.948	cumple
24	1681.077	1069.455	348.696	472.717	18671.609	falla	40	18908.682	cumple
26	1808.542	1150.544	387.022	512.522	18671.609	falla	37	18963.318	cumple
28	1936.007	1231.634	440.678	557.437	18671.609	falla	34	18952.867	cumple
30	2063.472	1312.724	509.663	607.462	18671.609	falla	31	18831.336	cumple
32	2190.937	1393.814	593.980	662.598	18671.609	falla	29	19215.334	cumple
34	2318.402	1474.903	693.626	722.843	18671.609	falla	26	18793.919	cumple
36	2445.867	1555.993	808.602	788.198	18671.609	falla	24	18916.763	cumple
38	2573.332	1637.083	938.909	858.664	18671.609	falla	22	18890.606	cumple
40	2700.797	1718.173	1084.546	934.239	18671.609	falla	20	18684.789	cumple
42	2828.262	1799.262	1245.513	1014.925	18671.609	falla	19	19283.576	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					20				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.18, Cálculos capacidad de carga (D=0.30 m), Brinch - Hansen

D _f (m)	D _f /B	Factor de forma			Factor de profundidad		
		S _c	S _q	S _v	d _c	d _q	d _v
10	33.333	1.746	1.727	0.600	1.616	1.680	1.000
12	40.000	1.798	1.781	0.600	1.618	1.647	1.000
14	46.667	1.798	1.781	0.600	1.620	1.645	1.000
16	53.333	1.798	1.781	0.600	1.621	1.643	1.000
18	60.000	1.798	1.781	0.600	1.622	1.642	1.000
20	66.667	1.798	1.781	0.600	1.622	1.641	1.000
22	73.333	1.911	1.900	0.600	1.623	1.545	1.000
24	80.000	1.911	1.900	0.600	1.623	1.544	1.000
26	86.667	1.911	1.900	0.600	1.624	1.544	1.000
28	93.333	1.911	1.900	0.600	1.624	1.543	1.000
30	100.000	1.911	1.900	0.600	1.624	1.542	1.000
32	106.667	1.911	1.900	0.600	1.625	1.542	1.000
34	113.333	1.911	1.900	0.600	1.625	1.541	1.000
36	120.000	1.911	1.900	0.600	1.625	1.541	1.000
38	126.667	1.911	1.900	0.600	1.625	1.541	1.000
40	133.333	1.911	1.900	0.600	1.625	1.540	1.000
42	140.000	1.911	1.900	0.600	1.625	1.540	1.000

B= 0.30 m			A _p = 0.071 m ²			Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
10	2998.703	211.966	50.277	87.414	18671.592	falla	214	18706.687	cumple
12	5084.311	359.389	52.507	137.299	18671.592	falla	136	18672.601	cumple
14	5796.134	409.705	59.195	156.300	18671.592	falla	120	18755.982	cumple
16	6507.709	460.003	70.342	176.782	18671.592	falla	106	18738.847	cumple
18	7219.118	510.289	85.948	198.746	18671.592	falla	94	18682.091	cumple
20	7930.411	560.568	106.012	222.193	18671.592	falla	85	18886.426	cumple
22	15066.287	1064.973	108.567	391.180	18671.592	falla	48	18776.641	cumple
24	16336.152	1154.735	116.232	423.656	18671.592	falla	45	19064.500	cumple
26	17605.906	1244.488	129.007	457.832	18671.592	falla	41	18771.104	cumple
28	18875.573	1334.236	146.893	493.709	18671.592	falla	38	18760.957	cumple
30	20145.171	1423.978	169.888	531.289	18671.592	falla	36	19126.392	cumple
32	21414.712	1513.717	197.993	570.570	18671.592	falla	33	18828.810	cumple
34	22684.207	1603.452	231.209	611.554	18671.592	falla	31	18958.160	cumple
36	23953.663	1693.185	269.534	654.240	18671.592	falla	29	18972.948	cumple
38	25223.086	1782.915	312.970	698.628	18671.592	falla	27	18862.961	cumple
40	26492.481	1872.643	361.515	744.719	18671.592	falla	26	19362.706	cumple
42	27761.853	1962.370	415.171	792.514	18671.592	falla	24	19020.326	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					184				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.19, Cálculos capacidad de carga (D=0.50 m), Brinch - Hansen

D _f (m)	D _f /B	Factor de forma			Factor de profundidad		
		S _c	S _q	S _y	d _c	d _q	d _y
10	20.000	1.746	1.727	0.600	1.608	1.690	1.000
12	24.000	1.798	1.781	0.600	1.612	1.657	1.000
14	28.000	1.798	1.781	0.600	1.614	1.653	1.000
16	32.000	1.798	1.781	0.600	1.616	1.651	1.000
18	36.000	1.798	1.781	0.600	1.617	1.649	1.000
20	40.000	1.798	1.781	0.600	1.618	1.647	1.000
22	44.000	1.911	1.900	0.600	1.619	1.553	1.000
24	48.000	1.911	1.900	0.600	1.620	1.551	1.000
26	52.000	1.911	1.900	0.600	1.621	1.550	1.000
28	56.000	1.911	1.900	0.600	1.621	1.549	1.000
30	60.000	1.911	1.900	0.600	1.622	1.548	1.000
32	64.000	1.911	1.900	0.600	1.622	1.547	1.000
34	68.000	1.911	1.900	0.600	1.622	1.546	1.000
36	72.000	1.911	1.900	0.600	1.623	1.545	1.000
38	76.000	1.911	1.900	0.600	1.623	1.545	1.000
40	80.000	1.911	1.900	0.600	1.623	1.544	1.000
42	84.000	1.911	1.900	0.600	1.624	1.544	1.000

B= 0.50 m			A _p = 0.196 m ²			Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
10	3020.239	593.023	83.796	225.606	18671.592	falla	83	18725.306	cumple
12	5116.680	1004.658	87.511	364.056	18671.592	falla	52	18930.931	cumple
14	5829.170	1144.555	98.658	414.404	18671.592	falla	46	19062.600	cumple
16	6541.244	1284.370	117.236	467.202	18671.592	falla	40	18688.089	cumple
18	7253.041	1424.131	143.246	522.459	18671.592	falla	36	18808.527	cumple
20	7964.645	1563.854	176.687	580.180	18671.592	falla	33	19145.951	cumple
22	15150.455	2974.785	180.945	1051.910	18671.592	falla	18	18934.380	cumple
24	16420.802	3224.217	193.720	1139.312	18671.592	falla	17	19368.310	cumple
26	17690.964	3473.613	215.012	1229.542	18671.592	falla	16	19672.666	cumple
28	18960.980	3722.980	244.821	1322.600	18671.592	falla	15	19839.003	cumple
30	20230.881	3972.324	283.146	1418.490	18671.592	falla	14	19858.862	cumple
32	21500.687	4221.650	329.989	1517.213	18671.592	falla	13	19723.767	cumple
34	22770.415	4470.961	385.348	1618.769	18671.592	falla	12	19425.233	cumple
36	24040.078	4720.258	449.223	1723.161	18671.592	falla	11	18954.767	cumple
38	25309.687	4969.545	521.616	1830.387	18671.592	falla	11	20134.259	cumple
40	26579.250	5218.823	602.525	1940.450	18671.592	falla	10	19404.496	cumple
42	27848.772	5468.094	691.952	2053.348	18671.592	falla	10	20533.484	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					66				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.20, Cálculos capacidad de carga (D=0.70 m), Brinch - Hansen

D _f (m)	D _f /B	Factor de forma			Factor de profundidad		
		S _c	S _q	S _y	d _c	d _q	d _y
10	14.286	1.746	1.727	0.600	1.600	1.700	1.000
12	17.143	1.798	1.781	0.600	1.605	1.667	1.000
14	20.000	1.798	1.781	0.600	1.608	1.662	1.000
16	22.857	1.798	1.781	0.600	1.611	1.658	1.000
18	25.714	1.798	1.781	0.600	1.613	1.655	1.000
20	28.571	1.798	1.781	0.600	1.614	1.653	1.000
22	31.429	1.911	1.900	0.600	1.616	1.560	1.000
24	34.286	1.911	1.900	0.600	1.617	1.558	1.000
26	37.143	1.911	1.900	0.600	1.618	1.556	1.000
28	40.000	1.911	1.900	0.600	1.618	1.554	1.000
30	42.857	1.911	1.900	0.600	1.619	1.553	1.000
32	45.714	1.911	1.900	0.600	1.620	1.552	1.000
34	48.571	1.911	1.900	0.600	1.620	1.551	1.000
36	51.429	1.911	1.900	0.600	1.621	1.550	1.000
38	54.286	1.911	1.900	0.600	1.621	1.549	1.000
40	57.143	1.911	1.900	0.600	1.621	1.548	1.000
42	60.000	1.911	1.900	0.600	1.622	1.548	1.000

B= 0.70 m			A _p = 0.385 m ²			Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
10	3041.747	1170.602	117.314	429.305	18671.592	falla	44	18889.429	cumple
12	5149.019	1981.575	122.516	701.364	18671.592	falla	27	18936.816	cumple
14	5862.183	2256.032	138.122	798.051	18671.592	falla	24	19153.231	cumple
16	6574.761	2530.265	164.131	898.132	18671.592	falla	21	18860.770	cumple
18	7286.951	2804.347	200.544	1001.631	18671.592	falla	19	19030.980	cumple
20	7998.867	3078.325	247.361	1108.562	18671.592	falla	17	18845.555	cumple
22	15234.598	5862.960	253.323	2038.761	18671.592	falla	10	20387.612	cumple
24	16505.431	6352.034	271.208	2207.748	18671.592	falla	9	19869.728	cumple
26	17776.004	6841.008	301.017	2380.675	18671.592	falla	8	19045.400	cumple
28	19046.372	7329.903	342.749	2557.551	18671.592	falla	8	20460.406	cumple
30	20316.577	7818.735	396.405	2738.380	18671.592	falla	7	19168.660	cumple
32	21586.649	8307.516	461.984	2923.167	18671.592	falla	7	20462.167	cumple
34	22856.612	8796.255	539.487	3111.914	18671.592	falla	7	21783.398	cumple
36	24126.484	9284.959	628.913	3304.624	18671.592	falla	6	19827.744	cumple
38	25396.280	9773.634	730.262	3501.299	18671.592	falla	6	21007.793	cumple
40	26666.010	10262.283	843.536	3701.940	18671.592	falla	6	22211.638	cumple
42	27935.685	10750.911	968.732	3906.548	18671.592	falla	5	19532.739	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					34				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.21, Cálculos capacidad de carga (D=0.90 m), Brinch - Hansen

D _f (m)	D _f /B	Factor de forma			Factor de profundidad		
		S _c	S _q	S _y	d _c	d _q	d _y
10	11.111	1.746	1.727	0.600	1.592	1.710	1.000
12	13.333	1.798	1.781	0.600	1.598	1.677	1.000
14	15.556	1.798	1.781	0.600	1.603	1.670	1.000
16	17.778	1.798	1.781	0.600	1.606	1.666	1.000
18	20.000	1.798	1.781	0.600	1.608	1.662	1.000
20	22.222	1.798	1.781	0.600	1.610	1.659	1.000
22	24.444	1.911	1.900	0.600	1.612	1.567	1.000
24	26.667	1.911	1.900	0.600	1.613	1.565	1.000
26	28.889	1.911	1.900	0.600	1.614	1.562	1.000
28	31.111	1.911	1.900	0.600	1.615	1.560	1.000
30	33.333	1.911	1.900	0.600	1.616	1.558	1.000
32	35.556	1.911	1.900	0.600	1.617	1.557	1.000
34	37.778	1.911	1.900	0.600	1.618	1.556	1.000
36	40.000	1.911	1.900	0.600	1.618	1.554	1.000
38	42.222	1.911	1.900	0.600	1.619	1.553	1.000
40	44.444	1.911	1.900	0.600	1.619	1.552	1.000
42	46.667	1.911	1.900	0.600	1.620	1.552	1.000

B= 0.90 m			A _p = 0.636 m ²			Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
10	3063.217	1948.735	150.832	699.856	18671.592	falla	27	18896.102	cumple
12	5181.318	3296.212	157.520	1151.244	18671.592	falla	17	19571.149	cumple
14	5895.165	3750.342	177.585	1309.309	18671.592	falla	15	19639.634	cumple
16	6608.255	4203.990	211.026	1471.672	18671.592	falla	13	19131.734	cumple
18	7320.840	4657.317	257.843	1638.387	18671.592	falla	12	19660.640	cumple
20	8033.073	5110.421	318.036	1809.486	18671.592	falla	11	19904.341	cumple
22	15318.706	9745.340	325.701	3357.014	18671.592	falla	6	20142.082	cumple
24	16590.030	10554.121	348.696	3634.273	18671.592	falla	6	21805.635	cumple
26	17861.018	11362.689	387.022	3916.570	18671.592	falla	5	19582.851	cumple
28	19131.741	12171.088	440.678	4203.922	18671.592	falla	5	21019.609	cumple
30	20402.253	12979.353	509.663	4496.339	18671.592	falla	5	22481.694	cumple
32	21672.594	13787.509	593.980	4793.829	18671.592	falla	4	19175.318	cumple
34	22942.794	14595.575	693.626	5096.400	18671.592	falla	4	20385.601	cumple
36	24212.876	15403.566	808.602	5404.056	18671.592	falla	4	21616.225	cumple
38	25482.860	16211.495	938.909	5716.801	18671.592	falla	4	22867.205	cumple
40	26752.759	17019.370	1084.546	6034.639	18671.592	falla	4	24138.554	cumple
42	28022.587	17827.199	1245.513	6357.571	18671.592	falla	3	19072.712	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					20				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.22, Cálculos capacidad de carga (D=0.30 m), Berezantzev

B= 0.30 m			A _p = 0.071 m ²			Observación	#Pilotes	Q _a [conjunto]	Observación
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
10	2868.189	202.740	50.277	84.339	18671.592	falla	222	18723.316	cumple
12	5172.713	365.638	52.507	139.381	18671.592	falla	134	18677.114	cumple
14	5922.206	418.616	59.195	159.270	18671.592	falla	118	18793.901	cumple
16	6671.699	471.595	70.342	180.645	18671.592	falla	104	18787.131	cumple
18	7421.192	524.573	85.948	203.507	18671.592	falla	92	18722.635	cumple
20	8170.685	577.552	106.012	227.855	18671.592	falla	82	18684.074	cumple
22	12909.926	912.549	108.567	340.372	18671.592	falla	55	18720.459	cumple
24	14031.618	991.837	116.232	369.356	18671.592	falla	51	18837.170	cumple
26	15153.310	1071.124	129.007	400.044	18671.592	falla	47	18802.063	cumple
28	16275.002	1150.412	146.893	432.435	18671.592	falla	44	19027.135	cumple
30	17396.694	1229.700	169.888	466.529	18671.592	falla	41	19127.698	cumple
32	18518.386	1308.988	197.993	502.327	18671.592	falla	38	19088.423	cumple
34	19640.078	1388.275	231.209	539.828	18671.592	falla	35	18893.979	cumple
36	20761.770	1467.563	269.534	579.032	18671.592	falla	33	19108.069	cumple
38	21883.462	1546.851	312.970	619.940	18671.592	falla	31	19218.145	cumple
40	23005.154	1626.139	361.515	662.551	18671.592	falla	29	19213.987	cumple
42	24126.846	1705.426	415.171	706.866	18671.592	falla	27	19085.375	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					184				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.23, Cálculos capacidad de carga (D=0.5m), Berezantzev

B= 0.50 m			A _p = 0.196 m ²			Observación	#Pilotes	Q _a [conjunto]	Observación
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
10	2515.001	493.819	83.796	192.538	18671.592	falla	97	18676.216	cumple
12	5215.184	1023.999	87.511	370.503	18671.592	falla	51	18895.676	cumple
14	5964.677	1171.162	98.658	423.273	18671.592	falla	45	19047.298	cumple
16	6714.170	1318.324	117.236	478.520	18671.592	falla	40	19140.809	cumple
18	7463.663	1465.487	143.246	536.244	18671.592	falla	35	18768.549	cumple
20	8213.156	1612.649	176.687	596.445	18671.592	falla	32	19086.252	cumple
22	12909.926	2534.858	180.945	905.268	18671.592	falla	21	19010.622	cumple
24	14031.618	2755.102	193.720	982.941	18671.592	falla	19	18675.873	cumple
26	15153.310	2975.346	215.012	1063.453	18671.592	falla	18	19142.146	cumple
28	16275.002	3195.589	244.821	1146.803	18671.592	falla	17	19495.657	cumple
30	17396.694	3415.833	283.146	1232.993	18671.592	falla	16	19727.890	cumple
32	18518.386	3636.077	329.989	1322.022	18671.592	falla	15	19830.326	cumple
34	19640.078	3856.320	385.348	1413.889	18671.592	falla	14	19794.451	cumple
36	20761.770	4076.564	449.223	1508.596	18671.592	falla	13	19611.746	cumple
38	21883.462	4296.808	521.616	1606.141	18671.592	falla	12	19273.695	cumple
40	23005.154	4517.052	602.525	1706.526	18671.592	falla	11	18771.782	cumple
42	24126.846	4737.295	691.952	1809.749	18671.592	falla	11	19907.238	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					66				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.24, Cálculos capacidad de carga (D=0.7m), Berezantzev

B= 0.70 m			A _p = 0.385 m ²			Observación	#Pilotes	Q _a [conjunto]	Observación
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
10	2536.568	976.186	117.314	364.500	18671.592	falla	52	18953.994	cumple
12	5257.655	2023.383	122.516	715.300	18671.592	falla	27	19313.089	cumple
14	6007.148	2311.822	138.122	816.648	18671.592	falla	23	18782.898	cumple
16	6756.641	2600.260	164.131	921.464	18671.592	falla	21	19350.740	cumple
18	7506.134	2888.699	200.544	1029.748	18671.592	falla	19	19565.208	cumple
20	8255.627	3177.138	247.361	1141.500	18671.592	falla	17	19405.495	cumple
22	12909.926	4968.322	253.323	1740.548	18671.592	falla	11	19146.032	cumple
24	14031.618	5400.000	271.208	1890.403	18671.592	falla	10	18904.026	cumple
26	15153.310	5831.677	301.017	2044.231	18671.592	falla	10	20442.314	cumple
28	16275.002	6263.355	342.749	2202.035	18671.592	falla	9	19818.312	cumple
30	17396.694	6695.033	396.405	2363.813	18671.592	falla	8	18910.500	cumple
32	18518.386	7126.710	461.984	2529.565	18671.592	falla	8	20236.518	cumple
34	19640.078	7558.388	539.487	2699.292	18671.592	falla	7	18895.041	cumple
36	20761.770	7990.066	628.913	2872.993	18671.592	falla	7	20110.950	cumple
38	21883.462	8421.743	730.262	3050.669	18671.592	falla	7	21354.680	cumple
40	23005.154	8853.421	843.536	3232.319	18671.592	falla	6	19393.913	cumple
42	24126.846	9285.099	968.732	3417.944	18671.592	falla	6	20507.662	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					34				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.25, Cálculos capacidad de carga (D=0.90 m), Berezantzev

B= 0.90 m			A _p = 0.636 m ²			Observación	#Pilotes	Q _a [conjunto]	Observación
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
10	2558.135	1627.415	150.832	592.749	18671.592	falla	32	18967.972	cumple
12	5300.127	3371.795	157.520	1176.438	18671.592	falla	16	18823.015	cumple
14	6049.620	3848.602	177.585	1342.062	18671.592	falla	14	18788.871	cumple
16	6799.113	4325.409	211.026	1512.145	18671.592	falla	13	19657.882	cumple
18	7548.606	4802.215	257.843	1686.686	18671.592	falla	12	20240.233	cumple
20	8298.099	5279.022	318.036	1865.686	18671.592	falla	11	20522.547	cumple
22	12909.926	8212.940	325.701	2846.214	18671.592	falla	7	19923.497	cumple
24	14031.618	8926.530	348.696	3091.742	18671.592	falla	7	21642.195	cumple
26	15153.310	9640.120	387.022	3342.380	18671.592	falla	6	20054.283	cumple
28	16275.002	10353.709	440.678	3598.129	18671.592	falla	6	21588.773	cumple
30	17396.694	11067.299	509.663	3858.987	18671.592	falla	5	19294.937	cumple
32	18518.386	11780.888	593.980	4124.956	18671.592	falla	5	20624.780	cumple
34	19640.078	12494.478	693.626	4396.035	18671.592	falla	5	21980.173	cumple
36	20761.770	13208.068	808.602	4672.223	18671.592	falla	4	18688.893	cumple
38	21883.462	13921.657	938.909	4953.522	18671.592	falla	4	19814.088	cumple
40	23005.154	14635.247	1084.546	5239.931	18671.592	falla	4	20959.724	cumple
42	24126.846	15348.836	1245.513	5531.450	18671.592	falla	4	22125.799	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					20				

Fuente: Elaboración propia.

Esta hoja se dejó en blanco a propósito.

Cuadro A.26, Cálculos capacidad de carga (D=0.30 m), GDF – NTC, 2004

B= 0.30 m			Ap= 0.071 m ²			FR = 0.747		FR= 0.523		Observación	# Pilotes	Q _s [conjunto]	Observación
D _i (m)	p _v (t/m ²)	p _v '(t/m ²)	Le/B	Nq*	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _s (t)	Q _{est} (t)				
1	2.396	2.396	3.333	63.207	55.409	3.917	1.232	3.677	18671.592	falla	5078.000	18673.040	cumple
5	11.982	11.982	16.667	175.600	748.378	52.900	6.158	42.184	18671.592	falla	443.000	18687.391	cumple
10	23.963	23.963	33.333	175.600	1496.755	105.799	12.315	84.367	18671.592	falla	222.000	18729.575	cumple
12	28.960	28.960	40.000	262.800	2692.705	190.336	14.026	145.973	18671.592	falla	128.000	18684.571	cumple
14	33.957	33.957	46.667	262.800	3157.290	223.176	16.489	171.189	18671.592	falla	110.000	18830.832	cumple
16	38.953	38.953	53.333	262.800	3621.876	256.015	18.952	196.406	18671.592	falla	96.000	18854.933	cumple
18	43.950	43.950	60.000	262.800	4086.462	288.855	21.415	221.622	18671.592	falla	85.000	18837.846	cumple
20	48.947	48.947	66.667	262.800	4551.047	321.695	23.878	246.838	18671.592	falla	76.000	18759.680	cumple
22	54.045	54.045	73.333	610.000	11592.678	819.438	24.838	603.055	18671.592	falla	31.000	18694.691	cumple
24	59.144	59.144	80.000	610.000	12686.328	896.744	27.301	660.032	18671.592	falla	29.000	19140.930	cumple
26	64.242	64.242	86.667	610.000	13779.978	974.049	29.764	717.010	18671.592	falla	27.000	19359.260	cumple
28	69.341	69.341	93.333	610.000	14873.627	1051.355	32.227	773.987	18671.592	falla	25.000	19349.679	cumple
30	74.440	74.440	100.000	610.000	15967.277	1128.660	34.690	830.965	18671.592	falla	23.000	19112.188	cumple
32	79.538	79.538	106.667	610.000	17060.927	1205.966	37.153	887.942	18671.592	falla	22.000	19534.729	cumple
34	84.637	84.637	113.333	610.000	18154.576	1283.271	39.616	944.920	18671.592	falla	20.000	18898.395	cumple
36	89.735	89.735	120.000	610.000	19248.226	1360.577	42.079	1001.897	18671.592	falla	19.000	19036.049	cumple
38	94.834	94.834	126.667	610.000	20341.876	1437.882	44.542	1058.875	18671.592	falla	18.000	19059.747	cumple
40	99.933	99.933	133.333	610.000	21435.526	1515.188	47.005	1115.852	18671.592	falla	17.000	18969.490	cumple
42	105.031	105.031	140.000	610.000	22529.175	1592.494	49.468	1172.830	18671.592	falla	16.000	18765.278	cumple
Numero máximo de pilotes que puede alojar la planta:					184								

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.27, Cálculos capacidad de carga (D=0.50 m), GDF – NTC, 2004

B= 0.50 m			Ap= 0.196 m ²			FR = 0.720		FR= 0.504		Observación	# Pilotes	Q _s [conjunto]	Observación
D _i (m)	p _v (t/m ²)	p _v '(t/m ²)	Le/B	Nq*	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _s (t)	Q _{est} (t)				
1	2.396	2.396	2.000	63.207	55.409	10.880	1.979	9.185	18671.592	falla	2033.000	18672.738	cumple
5	11.982	11.982	10.000	175.600	748.378	146.944	5.938	109.201	18671.592	falla	171.000	18673.348	cumple
10	23.963	23.963	20.000	175.600	1496.755	293.887	11.875	218.402	18671.592	falla	86.000	18782.549	cumple
12	28.960	28.960	24.000	262.800	2692.705	528.711	23.026	394.098	18671.592	falla	48.000	18916.696	cumple
14	33.957	33.957	28.000	262.800	3157.290	619.932	26.984	462.083	18671.592	falla	41.000	18945.413	cumple
16	38.953	38.953	32.000	262.800	3621.876	711.154	30.942	530.069	18671.592	falla	36.000	19082.473	cumple
18	43.950	43.950	36.000	262.800	4086.462	802.375	34.901	598.054	18671.592	falla	32.000	19137.732	cumple
20	48.947	48.947	40.000	262.800	4551.047	893.596	38.859	666.040	18671.592	falla	29.000	19315.147	cumple
22	54.045	54.045	44.000	610.000	11592.678	2276.217	57.202	1666.728	18671.592	falla	12.000	20000.733	cumple
24	59.144	59.144	48.000	610.000	12686.328	2490.955	61.160	1822.939	18671.592	falla	11.000	20052.331	cumple
26	64.242	64.242	52.000	610.000	13779.978	2705.692	65.119	1979.151	18671.592	falla	10.000	19791.506	cumple
28	69.341	69.341	56.000	610.000	14873.627	2920.430	69.077	2135.362	18671.592	falla	9.000	19218.259	cumple
30	74.440	74.440	60.000	610.000	15967.277	3135.168	73.035	2291.574	18671.592	falla	9.000	20624.162	cumple
32	79.538	79.538	64.000	610.000	17060.927	3349.905	76.994	2447.785	18671.592	falla	8.000	19582.280	cumple
34	84.637	84.637	68.000	610.000	18154.576	3564.643	80.952	2603.996	18671.592	falla	8.000	20831.971	cumple
36	89.735	89.735	72.000	610.000	19248.226	3779.380	84.911	2760.208	18671.592	falla	7.000	19321.455	cumple
38	94.834	94.834	76.000	610.000	20341.876	3994.118	88.869	2916.419	18671.592	falla	7.000	20414.935	cumple
40	99.933	99.933	80.000	610.000	21435.526	4208.856	92.827	3072.631	18671.592	falla	7.000	21508.415	cumple
42	105.031	105.031	84.000	610.000	22529.175	4423.593	96.786	3228.842	18671.592	falla	6.000	19373.053	cumple
Numero máximo de pilotes que puede alojar la planta:					66								

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.28, Cálculos capacidad de carga (D=0.70 m), GDF – NTC, 2004

B= 0.70 m			Ap= 0.385 m ²			F _{re} = 0.857		FR = 0.663		F _R = 0.464			
D _i (m)	p _v (t/m ²)	p _v '(t/m ²)	Le/B	Nq*	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	# Pilotes	Q _s [conjunto]	Observación
1	2.396	2.396	1.429	63.207	47.493	18.278	2.551	14.878	18671.592	falla	1256.000	18686.236	cumple
5	11.982	11.982	7.143	128.834	473.364	182.172	12.755	139.233	18671.592	falla	135.000	18796.504	cumple
10	23.963	23.963	14.286	175.600	1282.933	493.730	25.510	370.886	18671.592	falla	51.000	18915.180	cumple
12	28.960	28.960	17.143	262.800	2308.032	888.235	44.521	666.255	18671.592	falla	29.000	19321.382	cumple
14	33.957	33.957	20.000	262.800	2706.249	1041.487	49.623	779.364	18671.592	falla	24.000	18704.742	cumple
16	38.953	38.953	22.857	262.800	3104.465	1194.738	54.725	892.474	18671.592	falla	21.000	18741.952	cumple
18	43.950	43.950	25.714	262.800	3502.681	1347.990	59.827	1005.584	18671.592	falla	19.000	19106.088	cumple
20	48.947	48.947	28.571	262.800	3900.898	1501.241	64.929	1118.693	18671.592	falla	17.000	19170.786	cumple
22	54.045	54.045	31.429	610.000	9936.581	3824.045	97.851	2801.354	18671.592	falla	7.000	19609.476	cumple
24	59.144	59.144	34.286	610.000	10873.995	4184.804	102.953	3062.683	18671.592	falla	7.000	21438.782	cumple
26	64.242	64.242	37.143	610.000	11811.409	4545.563	108.055	3324.013	18671.592	falla	6.000	19944.075	cumple
28	69.341	69.341	40.000	610.000	12748.823	4906.322	113.156	3585.342	18671.592	falla	6.000	21512.051	cumple
30	74.440	74.440	42.857	610.000	13686.237	5267.081	118.258	3846.671	18671.592	falla	5.000	19233.356	cumple
32	79.538	79.538	45.714	610.000	14623.651	5627.841	123.360	4108.001	18671.592	falla	5.000	20540.003	cumple
34	84.637	84.637	48.571	610.000	15561.066	5988.600	128.462	4369.330	18671.592	falla	5.000	21846.650	cumple
36	89.735	89.735	51.429	610.000	16498.480	6349.359	133.564	4630.659	18671.592	falla	5.000	23153.297	cumple
38	94.834	94.834	54.286	610.000	17435.894	6710.118	138.666	4891.989	18671.592	falla	4.000	19567.955	cumple
40	99.933	99.933	57.143	610.000	18373.308	7070.877	143.768	5153.318	18671.592	falla	4.000	20613.273	cumple
42	105.031	105.031	60.000	610.000	19310.722	7431.637	148.870	5414.648	18671.592	falla	4.000	21658.590	cumple
Numero máximo de pilotes que puede alojar la planta:					34								

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.29, Cálculos capacidad de carga (D=0.90 m), GDF – NTC, 2004

B= 0.90 m			Ap= 0.636 m ²			F _{re} = 0.778		Factor FR = 0.596		F _R = 0.417			
D _i (m)	p _v (t/m ²)	p _v '(t/m ²)	Le/B	Nq*	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	# Pilotes	Q _s [conjunto]	Observación
1	2.396	2.396	1.111	63.207	43.096	27.416	2.947	21.688	18671.592	falla	861.000	18673.408	cumple
5	11.982	11.982	5.556	175.600	582.071	370.298	14.734	275.023	18671.592	falla	68.000	18701.551	cumple
10	23.963	23.963	11.111	175.600	1164.143	740.596	29.468	550.046	18671.592	falla	34.000	18701.551	cumple
12	28.960	28.960	13.333	262.800	2094.326	1332.352	54.408	990.543	18671.592	falla	19.000	18820.316	cumple
14	33.957	33.957	15.556	262.800	2455.670	1562.230	60.301	1158.951	18671.592	falla	17.000	19702.164	cumple
16	38.953	38.953	17.778	262.800	2817.015	1792.107	66.195	1327.359	18671.592	falla	15.000	19910.381	cumple
18	43.950	43.950	20.000	262.800	3178.359	2021.985	72.089	1495.767	18671.592	falla	13.000	19444.966	cumple
20	48.947	48.947	22.222	262.800	3539.704	2251.862	77.982	1664.174	18671.592	falla	12.000	19970.094	cumple
22	54.045	54.045	24.444	610.000	9016.528	5736.067	121.968	4184.310	18671.592	falla	5.000	20921.552	cumple
24	59.144	59.144	26.667	610.000	9867.144	6277.206	127.861	4575.048	18671.592	falla	5.000	22875.239	cumple
26	64.242	64.242	28.889	610.000	10717.760	6818.345	133.755	4965.785	18671.592	falla	4.000	19863.141	cumple
28	69.341	69.341	31.111	610.000	11568.377	7359.483	139.649	5356.523	18671.592	falla	4.000	21426.091	cumple
30	74.440	74.440	33.333	610.000	12418.993	7900.622	145.542	5747.260	18671.592	falla	4.000	22989.041	cumple
32	79.538	79.538	35.556	610.000	13269.610	8441.761	151.436	6137.998	18671.592	falla	4.000	24551.991	cumple
34	84.637	84.637	37.778	610.000	14120.226	8982.900	157.329	6528.735	18671.592	falla	3.000	19586.205	cumple
36	89.735	89.735	40.000	610.000	14970.843	9524.039	163.223	6919.473	18671.592	falla	3.000	20758.418	cumple
38	94.834	94.834	42.222	610.000	15821.459	10065.177	169.117	7310.210	18671.592	falla	3.000	21930.630	cumple
40	99.933	99.933	44.444	610.000	16672.075	10606.316	175.010	7700.947	18671.592	falla	3.000	23102.842	cumple
42	105.031	105.031	46.667	610.000	17522.692	11147.455	180.904	8091.685	18671.592	falla	3.000	24275.055	cumple
Numero máximo de pilotes que puede alojar la planta:					20								

Fuente: Elaboración propia.

A.3. Pilas

Cuadro A.30, Cálculos capacidad de carga (D=1.00 m) Prandtl - Terzaghi

B= 1.00 m		A _p = 0.785 m ²							
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	392.353	308.153	167.591	158.581	18671.609	falla	118	18712.613	cumple
12	652.566	512.524	175.023	229.182	18671.609	falla	82	18792.937	cumple
14	742.505	583.162	197.317	260.159	18671.609	falla	72	18731.480	cumple
16	832.444	653.800	234.473	296.091	18671.609	falla	64	18949.819	cumple
18	922.383	724.438	286.492	336.977	18671.609	falla	56	18870.689	cumple
20	1012.322	795.076	353.373	382.816	18671.609	falla	49	18758.005	cumple
22	1523.245	1196.354	361.890	519.415	18671.609	falla	36	18698.927	cumple
24	1650.710	1296.465	387.440	561.302	18671.609	falla	34	19084.257	cumple
26	1778.175	1396.575	430.024	608.867	18671.609	falla	31	18874.863	cumple
28	1905.640	1496.686	489.642	662.109	18671.609	falla	29	19201.169	cumple
30	2033.105	1596.797	566.293	721.030	18671.609	falla	26	18746.777	cumple
32	2160.570	1696.908	659.977	785.628	18671.609	falla	24	18855.079	cumple
34	2288.035	1797.018	770.695	855.905	18671.609	falla	22	18829.901	cumple
36	2415.500	1897.129	898.447	931.859	18671.609	falla	21	19569.033	cumple
38	2542.965	1997.240	1043.232	1013.491	18671.609	falla	19	19256.324	cumple
40	2670.430	2097.351	1205.051	1100.801	18671.609	falla	17	18713.609	cumple
42	2797.895	2197.462	1383.903	1193.788	18671.609	falla	16	19100.612	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					17				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.31, Cálculos capacidad de carga (D=1.30 m), Prandtl - Terzaghi

B= 1.30 m		A _p = 1.327 m ²							
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	396.666	526.504	217.869	248.124	18671.609	falla	76	18857.441	cumple
12	659.311	875.119	227.530	367.549	18671.609	falla	51	18745.017	cumple
14	749.250	994.497	256.512	417.003	18671.609	falla	45	18765.125	cumple
16	839.189	1113.875	304.815	472.897	18671.609	falla	40	18915.866	cumple
18	929.128	1233.253	372.439	535.231	18671.609	falla	35	18733.083	cumple
20	1019.068	1352.632	459.385	604.006	18671.609	falla	31	18724.177	cumple
22	1532.040	2033.512	470.457	834.656	18671.609	falla	23	19197.096	cumple
24	1659.505	2202.699	503.673	902.124	18671.609	falla	21	18944.601	cumple
26	1786.970	2371.886	559.032	976.973	18671.609	falla	20	19539.452	cumple
28	1914.435	2541.073	636.534	1059.203	18671.609	falla	18	19065.646	cumple
30	2041.900	2710.261	736.181	1148.814	18671.609	falla	17	19529.834	cumple
32	2169.365	2879.448	857.970	1245.806	18671.609	falla	15	18687.092	cumple
34	2296.830	3048.635	1001.904	1350.180	18671.609	falla	14	18902.515	cumple
36	2424.295	3217.822	1167.981	1461.934	18671.609	falla	13	19005.148	cumple
38	2551.760	3387.010	1356.202	1581.070	18671.609	falla	12	18972.845	cumple
40	2679.225	3556.197	1566.566	1707.588	18671.609	falla	11	18783.464	cumple
42	2806.690	3725.384	1799.074	1841.486	18671.609	falla	11	20256.346	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					10				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.32, Cálculos capacidad de carga (D=1.60 m), Prandtl - Terzaghi

B= 1.60 m		A _p = 2.011 m ²							
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	400.979	806.217	268.146	358.121	18671.609	falla	53	18980.416	cumple
12	666.056	1339.186	280.036	539.741	18671.609	falla	35	18890.925	cumple
14	755.996	1520.019	315.706	611.909	18671.609	falla	31	18969.166	cumple
16	845.935	1700.853	375.157	692.003	18671.609	falla	27	18684.084	cumple
18	935.874	1881.686	458.387	780.024	18671.609	falla	24	18720.584	cumple
20	1025.813	2062.519	565.397	875.972	18671.609	falla	22	19271.390	cumple
22	1540.835	3098.033	579.024	1225.686	18671.609	falla	16	19610.971	cumple
24	1668.300	3354.316	619.905	1324.740	18671.609	falla	15	19871.106	cumple
26	1795.765	3610.600	688.039	1432.880	18671.609	falla	14	20060.315	cumple
28	1923.230	3866.884	783.427	1550.103	18671.609	falla	13	20151.345	cumple
30	2050.695	4123.167	906.068	1676.412	18671.609	falla	12	20116.942	cumple
32	2178.160	4379.451	1055.964	1811.805	18671.609	falla	11	19929.853	cumple
34	2305.625	4635.734	1233.113	1956.282	18671.609	falla	10	19562.823	cumple
36	2433.090	4892.018	1437.515	2109.844	18671.609	falla	9	18988.599	cumple
38	2560.555	5148.302	1669.171	2272.491	18671.609	falla	9	20452.419	cumple
40	2688.020	5404.585	1928.081	2444.222	18671.609	falla	8	19553.777	cumple
42	2815.485	5660.869	2214.245	2625.038	18671.609	falla	8	21000.303	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					6				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.33, Cálculos capacidad de carga (D=1.90 m), Prandtl - Terzaghi

B= 1.90 m		A _p = 2.835 m ²							
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	405.293	1149.122	318.424	489.182	18671.609	falla	39	19078.089	cumple
12	672.802	1907.587	332.543	746.710	18671.609	falla	26	19414.457	cumple
14	762.741	2162.590	374.901	845.830	18671.609	falla	23	19454.100	cumple
16	852.680	2417.593	445.499	954.364	18671.609	falla	20	19087.279	cumple
18	942.619	2672.597	544.335	1072.310	18671.609	falla	18	19301.587	cumple
20	1032.558	2927.600	671.409	1199.670	18671.609	falla	16	19194.716	cumple
22	1549.630	4393.647	687.591	1693.746	18671.609	falla	12	20324.953	cumple
24	1677.095	4755.047	736.137	1830.395	18671.609	falla	11	20134.340	cumple
26	1804.560	5116.447	817.046	1977.831	18671.609	falla	10	19778.310	cumple
28	1932.025	5477.847	930.319	2136.055	18671.609	falla	9	19224.498	cumple
30	2059.490	5839.247	1075.956	2305.068	18671.609	falla	9	20745.608	cumple
32	2186.955	6200.646	1253.957	2484.868	18671.609	falla	8	19878.942	cumple
34	2314.420	6562.046	1464.321	2675.456	18671.609	falla	7	18728.191	cumple
36	2441.885	6923.446	1707.049	2876.832	18671.609	falla	7	20137.823	cumple
38	2569.350	7284.846	1982.141	3088.996	18671.609	falla	7	21622.970	cumple
40	2696.815	7646.246	2289.597	3311.948	18671.609	falla	6	19871.685	cumple
42	2824.280	8007.646	2629.416	3545.687	18671.609	falla	6	21274.124	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					5				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.34, Cálculos capacidad de carga (D=1.00 m), Meyerhof

B= 1.00 m		A _p = 0.785 m ²							
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	2266.318	1779.962	167.591	649.185	18671.592	falla	29	18826.353	cumple
12	3797.604	2982.632	175.023	1052.551	18671.592	falla	18	18945.925	cumple
14	4347.233	3414.308	197.317	1203.875	18671.592	falla	16	19262.000	cumple
16	4896.861	3845.985	234.473	1360.153	18671.592	falla	14	19042.139	cumple
18	5446.489	4277.662	286.492	1521.385	18671.592	falla	13	19778.002	cumple
20	5996.117	4709.339	353.373	1687.571	18671.592	falla	12	20250.851	cumple
22	9463.219	7432.395	361.890	2598.095	18671.592	falla	8	20784.760	cumple
24	10278.995	8073.104	387.440	2820.181	18671.592	falla	7	19741.270	cumple
26	11094.771	8713.813	430.024	3047.946	18671.592	falla	7	21335.620	cumple
28	11910.547	9354.522	489.642	3281.388	18671.592	falla	6	19688.327	cumple
30	12726.323	9995.231	566.293	3520.508	18671.592	falla	6	21123.047	cumple
32	13542.099	10635.940	659.977	3765.306	18671.592	falla	5	18826.528	cumple
34	14357.875	11276.649	770.695	4015.781	18671.592	falla	5	20078.907	cumple
36	15173.651	11917.358	898.447	4271.935	18671.592	falla	5	21359.675	cumple
38	15989.427	12558.067	1043.232	4533.766	18671.592	falla	5	22668.831	cumple
40	16805.203	13198.776	1205.051	4801.276	18671.592	falla	4	19205.102	cumple
42	17620.979	13839.485	1383.903	5074.463	18671.592	falla	4	20297.850	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					17				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.35, Cálculos capacidad de carga (D=1.30 m), Meyerhof

B= 1.30 m		A _p = 1.327 m ²							
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	2266.318	3008.136	217.869	1075.335	18671.592	falla	18	19356.032	cumple
12	3797.604	5040.647	227.530	1756.059	18671.592	falla	11	19316.648	cumple
14	4347.233	5770.181	256.512	2008.898	18671.592	falla	10	20088.976	cumple
16	4896.861	6499.715	304.815	2268.177	18671.592	falla	9	20413.591	cumple
18	5446.489	7229.250	372.439	2533.896	18671.592	falla	8	20271.171	cumple
20	5996.117	7958.784	459.385	2806.056	18671.592	falla	7	19642.394	cumple
22	9463.219	12560.748	470.457	4343.735	18671.592	falla	5	21718.674	cumple
24	10278.995	13643.546	503.673	4715.739	18671.592	falla	4	18862.958	cumple
26	11094.771	14726.344	559.032	5095.125	18671.592	falla	4	20380.501	cumple
28	11910.547	15809.142	636.534	5481.892	18671.592	falla	4	21927.568	cumple
30	12726.323	16891.940	736.181	5876.040	18671.592	falla	4	23504.161	cumple
32	13542.099	17974.738	857.970	6277.570	18671.592	falla	3	18832.709	cumple
34	14357.875	19057.536	1001.904	6686.480	18671.592	falla	3	20059.440	cumple
36	15173.651	20140.335	1167.981	7102.772	18671.592	falla	3	21308.316	cumple
38	15989.427	21223.133	1356.202	7526.445	18671.592	falla	3	22579.335	cumple
40	16805.203	22305.931	1566.566	7957.499	18671.592	falla	3	23872.497	cumple
42	17620.979	23388.729	1799.074	8395.934	18671.592	falla	3	25187.803	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					10				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.36, Cálculos capacidad de carga (D=1.60 m), Meyerhof

B= 1.60		m		A _p = 2.011		m ²			
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	2266.318	4556.704	268.146	1608.283	18671.592	falla	12	19299.400	cumple
12	3797.604	7635.537	277.807	2637.781	18671.592	falla	8	21102.250	cumple
14	4347.233	8740.630	306.789	3015.806	18671.592	falla	7	21110.644	cumple
16	4896.861	9845.723	355.092	3400.272	18671.592	falla	6	20401.630	cumple
18	5446.489	10950.816	422.717	3791.178	18671.592	falla	5	18955.888	cumple
20	5996.117	12055.909	509.663	4188.524	18671.592	falla	5	20942.620	cumple
22	9463.219	19026.931	520.735	6515.889	18671.592	falla	3	19547.666	cumple
24	10278.995	20667.146	553.950	7073.699	18671.592	falla	3	21221.096	cumple
26	11094.771	22307.361	609.309	7638.890	18671.592	falla	3	22916.670	cumple
28	11910.547	23947.576	686.812	8211.463	18671.592	falla	3	24634.388	cumple
30	12726.323	25587.791	786.458	8791.416	18671.592	falla	3	26374.249	cumple
32	13542.099	27228.006	908.248	9378.751	18671.592	falla	2	18757.503	cumple
34	14357.875	28868.221	1052.181	9973.467	18671.592	falla	2	19946.935	cumple
36	15173.651	30508.436	1218.258	10575.565	18671.592	falla	2	21151.130	cumple
38	15989.427	32148.651	1406.479	11185.043	18671.592	falla	2	22370.087	cumple
40	16805.203	33788.866	1616.844	11801.903	18671.592	falla	2	23603.806	cumple
42	17620.979	35429.081	1849.352	12426.144	18671.592	falla	2	24852.288	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					6				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.37, Cálculos capacidad de carga (D=1.90 m), Meyerhof

B= 1.90		m		A _p = 2.835		m ²			
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	2266.318	6425.664	318.424	2248.029	18671.592	falla	9	20232.264	cumple
12	3797.604	10767.300	328.084	3698.461	18671.592	falla	6	22190.768	cumple
14	4347.233	12325.654	357.066	4227.573	18671.592	falla	5	21137.867	cumple
16	4896.861	13884.008	405.370	4763.126	18671.592	falla	4	19052.503	cumple
18	5446.489	15442.361	472.994	5305.119	18671.592	falla	4	21220.474	cumple
20	5996.117	17000.715	559.940	5853.552	18671.592	falla	4	23414.207	cumple
22	9463.219	26830.946	571.012	9133.986	18671.592	falla	3	27401.958	cumple
24	10278.995	29143.905	604.227	9916.044	18671.592	falla	2	19832.088	cumple
26	11094.771	31456.865	659.586	10705.484	18671.592	falla	2	21410.967	cumple
28	11910.547	33769.824	737.089	11502.304	18671.592	falla	2	23004.609	cumple
30	12726.323	36082.783	836.735	12306.506	18671.592	falla	2	24613.013	cumple
32	13542.099	38395.743	958.525	13118.089	18671.592	falla	2	26236.179	cumple
34	14357.875	40708.702	1102.459	13937.054	18671.592	falla	2	27874.107	cumple
36	15173.651	43021.662	1268.536	14763.399	18671.592	falla	2	29526.798	cumple
38	15989.427	45334.621	1456.757	15597.126	18671.592	falla	2	31194.252	cumple
40	16805.203	47647.580	1667.121	16438.234	18671.592	falla	2	32876.468	cumple
42	17620.979	49960.540	1899.629	17286.723	18671.592	falla	2	34573.446	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					5				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.38, Cálculos capacidad de carga (D=1.00 m), Bell

B= 1.00 m			A _p = 0.785 m ²						
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	# Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	437.998	344.003	167.591	170.531	18671.609	falla	110	18758.459	cumple
12	761.057	597.733	175.023	257.585	18671.609	falla	73	18803.719	cumple
14	860.990	676.220	197.317	291.179	18671.609	falla	65	18926.616	cumple
16	960.922	754.706	234.473	329.726	18671.609	falla	57	18794.406	cumple
18	1060.854	833.193	286.492	373.228	18671.609	falla	51	19034.644	cumple
20	1160.787	911.680	353.373	421.684	18671.609	falla	45	18975.797	cumple
22	1558.430	1223.988	361.890	528.626	18671.609	falla	36	19030.536	cumple
24	1685.895	1324.099	387.440	570.513	18671.609	falla	33	18826.930	cumple
26	1813.360	1424.209	430.024	618.078	18671.609	falla	31	19160.416	cumple
28	1940.825	1524.320	489.642	671.321	18671.609	falla	28	18796.978	cumple
30	2068.290	1624.431	566.293	730.241	18671.609	falla	26	18986.272	cumple
32	2195.755	1724.542	659.977	794.840	18671.609	falla	24	19076.152	cumple
34	2323.220	1824.653	770.695	865.116	18671.609	falla	22	19032.551	cumple
36	2450.685	1924.763	898.447	941.070	18671.609	falla	20	18821.402	cumple
38	2578.150	2024.874	1043.232	1022.702	18671.609	falla	19	19431.339	cumple
40	2705.615	2124.985	1205.051	1110.012	18671.609	falla	17	18870.202	cumple
42	2833.080	2225.096	1383.903	1203.000	18671.609	falla	16	19247.994	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					17				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.39, Cálculos capacidad de carga (D=1.20 m), Bell

B= 1.30 m			A _p = 1.327 m ²						
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	# Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	445.043	590.716	217.869	269.528	18671.609	falla	70	18866.986	cumple
12	771.550	1024.096	227.530	417.209	18671.609	falla	45	18774.383	cumple
14	871.482	1156.739	256.512	471.083	18671.609	falla	40	18843.335	cumple
16	971.415	1289.381	304.815	531.399	18671.609	falla	36	19130.352	cumple
18	1071.347	1422.024	372.439	598.154	18671.609	falla	32	19140.940	cumple
20	1171.280	1554.666	459.385	671.351	18671.609	falla	28	18797.815	cumple
22	1572.884	2087.725	470.457	852.728	18671.609	falla	22	18760.005	cumple
24	1700.349	2256.913	503.673	920.195	18671.609	falla	21	19324.096	cumple
26	1827.814	2426.100	559.032	995.044	18671.609	falla	19	18905.832	cumple
28	1955.279	2595.287	636.534	1077.274	18671.609	falla	18	19390.928	cumple
30	2082.744	2764.474	736.181	1166.885	18671.609	falla	17	19837.044	cumple
32	2210.209	2933.661	857.970	1263.877	18671.609	falla	15	18958.159	cumple
34	2337.674	3102.849	1001.904	1368.251	18671.609	falla	14	19155.512	cumple
36	2465.139	3272.036	1167.981	1480.006	18671.609	falla	13	19240.073	cumple
38	2592.604	3441.223	1356.202	1599.142	18671.609	falla	12	19189.699	cumple
40	2720.069	3610.410	1566.566	1725.659	18671.609	falla	11	18982.247	cumple
42	2847.534	3779.597	1799.074	1859.557	18671.609	falla	11	20455.129	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					10				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.40, Cálculos capacidad de carga (D=1.60 m), Bell

B= 1.60 m			A _p = 2.011 m ²						
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	# Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	452.089	908.978	268.146	392.375	18671.609	falla	48	18833.990	cumple
12	782.043	1572.391	280.036	617.476	18671.609	falla	31	19141.745	cumple
14	881.975	1773.317	315.706	696.341	18671.609	falla	27	18801.208	cumple
16	981.908	1974.243	375.157	783.133	18671.609	falla	24	18795.195	cumple
18	1081.840	2175.169	458.387	877.852	18671.609	falla	22	19312.741	cumple
20	1181.773	2376.095	565.397	980.497	18671.609	falla	20	19609.947	cumple
22	1587.339	3191.534	579.024	1256.853	18671.609	falla	15	18852.791	cumple
24	1714.804	3447.818	619.905	1355.907	18671.609	falla	14	18982.705	cumple
26	1842.269	3704.101	688.039	1464.047	18671.609	falla	13	19032.608	cumple
28	1969.734	3960.385	783.427	1581.271	18671.609	falla	12	18975.247	cumple
30	2097.199	4216.668	906.068	1707.579	18671.609	falla	11	18783.368	cumple
32	2224.664	4472.952	1055.964	1842.972	18671.609	falla	11	20272.691	cumple
34	2352.129	4729.236	1233.113	1987.449	18671.609	falla	10	19874.494	cumple
36	2479.594	4985.519	1437.515	2141.011	18671.609	falla	9	19269.103	cumple
38	2607.059	5241.803	1669.171	2303.658	18671.609	falla	9	20732.923	cumple
40	2734.524	5498.086	1928.081	2475.389	18671.609	falla	8	19803.114	cumple
42	2861.989	5754.370	2214.245	2656.205	18671.609	falla	8	21249.640	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					6				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.50, Cálculos capacidad de carga (D=1.90 m), Bell

B= 1.90 m			A _p = 2.835 m ²						
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	# Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	459.134	1301.776	318.424	540.067	18671.609	falla	35	18902.335	cumple
12	792.536	2247.067	332.543	859.870	18671.609	falla	22	18917.140	cumple
14	892.468	2530.404	374.901	968.435	18671.609	falla	20	19368.702	cumple
16	992.401	2813.741	445.499	1086.413	18671.609	falla	18	19555.437	cumple
18	1092.333	3097.078	544.335	1213.804	18671.609	falla	16	19420.867	cumple
20	1192.265	3380.415	671.409	1350.608	18671.609	falla	14	18908.514	cumple
22	1601.793	4541.544	687.591	1743.045	18671.609	falla	11	19173.498	cumple
24	1729.258	4902.944	736.137	1879.694	18671.609	falla	10	18796.938	cumple
26	1856.723	5264.344	817.046	2027.130	18671.609	falla	10	20271.302	cumple
28	1984.188	5625.744	930.319	2185.355	18671.609	falla	9	19668.191	cumple
30	2111.653	5987.144	1075.956	2354.367	18671.609	falla	8	18834.934	cumple
32	2239.118	6348.544	1253.957	2534.167	18671.609	falla	8	20273.335	cumple
34	2366.583	6709.944	1464.321	2724.755	18671.609	falla	7	19073.285	cumple
36	2494.048	7071.344	1707.049	2926.131	18671.609	falla	7	20482.917	cumple
38	2621.513	7432.744	1982.141	3138.295	18671.609	falla	6	18829.770	cumple
40	2748.978	7794.144	2289.597	3361.247	18671.609	falla	6	20167.481	cumple
42	2876.443	8155.544	2629.416	3594.987	18671.609	falla	6	21569.919	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					5				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.51, Cálculos capacidad de carga (D=1.00 m), Brinch - Hansen

D _f (m)	D _f /B	Factor de forma			Factor de profundidad		
		S _c	S _q	S _y	d _c	d _q	d _y
1	1.000	1.746	1.727	0.600	1.314	2.059	1.000
5	5.000	1.746	1.727	0.600	1.549	1.764	1.000
10	10.000	1.746	1.727	0.600	1.588	1.715	1.000
12	12.000	1.798	1.781	0.600	1.595	1.681	1.000
14	14.000	1.798	1.781	0.600	1.600	1.674	1.000
16	16.000	1.798	1.781	0.600	1.603	1.669	1.000
18	18.000	1.798	1.781	0.600	1.606	1.665	1.000
20	20.000	1.798	1.781	0.600	1.608	1.662	1.000
22	22.000	1.911	1.900	0.600	1.610	1.571	1.000
24	24.000	1.911	1.900	0.600	1.612	1.568	1.000
26	26.000	1.911	1.900	0.600	1.613	1.565	1.000
28	28.000	1.911	1.900	0.600	1.614	1.563	1.000
30	30.000	1.911	1.900	0.600	1.615	1.561	1.000
32	32.000	1.911	1.900	0.600	1.616	1.559	1.000
34	34.000	1.911	1.900	0.600	1.617	1.558	1.000
36	36.000	1.911	1.900	0.600	1.617	1.557	1.000
38	38.000	1.911	1.900	0.600	1.618	1.556	1.000
40	40.000	1.911	1.900	0.600	1.618	1.554	1.000
42	42.000	1.911	1.900	0.600	1.619	1.553	1.000

B= 1.00 m			A _p = 0.785 m ²			Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
1	655.855	515.107	1.676	172.261	18671.592	falla	109	18776.450	cumple
5	1764.510	1385.843	41.898	475.914	18671.592	falla	40	19036.542	cumple
10	3073.934	2414.262	167.591	860.618	18671.592	falla	22	18933.595	cumple
12	5197.448	4082.066	175.023	1419.030	18671.592	falla	14	19866.414	cumple
14	5911.642	4642.992	197.317	1613.436	18671.592	falla	12	19361.236	cumple
16	6624.990	5203.255	234.473	1812.576	18671.592	falla	11	19938.336	cumple
18	7337.776	5763.076	286.492	2016.523	18671.592	falla	10	20165.226	cumple
20	8050.169	6322.588	353.373	2225.320	18671.592	falla	9	20027.884	cumple
22	15360.744	12064.300	361.890	4142.063	18671.592	falla	5	20710.317	cumple
24	16632.316	13062.990	387.440	4483.477	18671.592	falla	5	22417.385	cumple
26	17903.513	14061.386	430.024	4830.470	18671.592	falla	4	19321.881	cumple
28	19174.415	15059.551	489.642	5183.064	18671.592	falla	4	20732.257	cumple
30	20445.083	16057.530	566.293	5541.274	18671.592	falla	4	22165.097	cumple
32	21715.559	17055.360	659.977	5905.112	18671.592	falla	4	23620.450	cumple
34	22985.878	18053.066	770.695	6274.587	18671.592	falla	3	18823.762	cumple
36	24256.066	19050.670	898.447	6649.706	18671.592	falla	3	19949.117	cumple
38	25526.144	20048.187	1043.232	7030.473	18671.592	falla	3	21091.419	cumple
40	26796.129	21045.630	1205.051	7416.894	18671.592	falla	3	22250.681	cumple
42	28066.033	22043.011	1383.903	7808.971	18671.592	falla	3	23426.914	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					17				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.52, Cálculos capacidad de carga (D= 1.30 m), Brinch - Hansen

D _f (m)	D _f /B	Factor de forma			Factor de profundidad		
		S _c	S _q	S _v	d _c	d _q	d _v
10	7.692	1.746	1.727	0.600	1.577	1.729	1.000
12	9.231	1.798	1.781	0.600	1.585	1.696	1.000
14	10.769	1.798	1.781	0.600	1.591	1.687	1.000
16	12.308	1.798	1.781	0.600	1.596	1.680	1.000
18	13.846	1.798	1.781	0.600	1.599	1.675	1.000
20	15.385	1.798	1.781	0.600	1.602	1.671	1.000
22	16.923	1.911	1.900	0.600	1.605	1.582	1.000
24	18.462	1.911	1.900	0.600	1.607	1.578	1.000
26	20.000	1.911	1.900	0.600	1.608	1.575	1.000
28	21.538	1.911	1.900	0.600	1.610	1.572	1.000
30	23.077	1.911	1.900	0.600	1.611	1.569	1.000
32	24.615	1.911	1.900	0.600	1.612	1.567	1.000
34	26.154	1.911	1.900	0.600	1.613	1.565	1.000
36	27.692	1.911	1.900	0.600	1.614	1.563	1.000
38	29.231	1.911	1.900	0.600	1.615	1.562	1.000
40	30.769	1.911	1.900	0.600	1.615	1.560	1.000
42	32.308	1.911	1.900	0.600	1.616	1.559	1.000

B= 1.30 m			A _p = 1.327 m ²						
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	3105.999	4122.664	217.869	1446.844	18671.592	falla	13	18808.974	cumple
12	5245.746	6962.799	227.530	2396.776	18671.592	falla	8	19174.209	cumple
14	5961.001	7912.173	256.512	2722.895	18671.592	falla	7	19060.264	cumple
16	6675.141	8860.067	304.815	3054.961	18671.592	falla	7	21384.725	cumple
18	7388.539	9806.977	372.439	3393.139	18671.592	falla	6	20358.833	cumple
20	8101.420	10753.200	459.385	3737.528	18671.592	falla	5	18687.642	cumple
22	15486.777	20555.953	470.457	7008.803	18671.592	falla	3	21026.410	cumple
24	16759.105	22244.744	503.673	7582.806	18671.592	falla	3	22748.417	cumple
26	18030.940	23932.880	559.032	8163.970	18671.592	falla	3	24491.911	cumple
28	19302.388	25620.501	636.534	8752.345	18671.592	falla	3	26257.036	cumple
30	20573.526	27307.712	736.181	9347.964	18671.592	falla	2	18695.929	cumple
32	21844.414	28994.590	857.970	9950.854	18671.592	falla	2	19901.707	cumple
34	23115.095	30681.195	1001.904	10561.033	18671.592	falla	2	21122.066	cumple
36	24385.604	32367.571	1167.981	11178.517	18671.592	falla	2	22357.035	cumple
38	25655.969	34053.755	1356.202	11803.319	18671.592	falla	2	23606.638	cumple
40	26926.212	35739.777	1566.566	12435.448	18671.592	falla	2	24870.895	cumple
42	28196.349	37425.659	1799.074	13074.911	18671.592	falla	2	26149.822	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					10				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.53, Cálculos capacidad de carga (D= 1.60 m), Brinch - Hansen

D _f (m)	D _f /B	Factor de forma			Factor de profundidad		
		S _c	S _g	S _v	d _c	d _g	d _v
10	6.250	1.746	1.727	0.600	1.565	1.744	1.000
12	7.500	1.798	1.781	0.600	1.575	1.711	1.000
14	8.750	1.798	1.781	0.600	1.583	1.700	1.000
16	10.000	1.798	1.781	0.600	1.588	1.691	1.000
18	11.250	1.798	1.781	0.600	1.593	1.685	1.000
20	12.500	1.798	1.781	0.600	1.596	1.680	1.000
22	13.750	1.911	1.900	0.600	1.599	1.593	1.000
24	15.000	1.911	1.900	0.600	1.602	1.588	1.000
26	16.250	1.911	1.900	0.600	1.604	1.584	1.000
28	17.500	1.911	1.900	0.600	1.605	1.580	1.000
30	18.750	1.911	1.900	0.600	1.607	1.577	1.000
32	20.000	1.911	1.900	0.600	1.608	1.575	1.000
34	21.250	1.911	1.900	0.600	1.610	1.572	1.000
36	22.500	1.911	1.900	0.600	1.611	1.570	1.000
38	23.750	1.911	1.900	0.600	1.611	1.568	1.000
40	25.000	1.911	1.900	0.600	1.612	1.567	1.000
42	26.250	1.911	1.900	0.600	1.613	1.565	1.000

B= 1.60 m			A _p = 2.011 m ²			Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
10	3137.907	6309.136	268.146	2192.427	18671.592	falla	9	19731.846	cumple
12	5293.876	10643.970	280.036	3641.336	18671.592	falla	6	21848.013	cumple
14	6010.233	12084.290	315.706	4133.332	18671.592	falla	5	20666.660	cumple
16	6725.191	13521.799	375.157	4632.318	18671.592	falla	5	23161.592	cumple
18	7439.221	14957.441	458.387	5138.609	18671.592	falla	4	20554.437	cumple
20	8152.603	16391.782	565.397	5652.393	18671.592	falla	4	22609.572	cumple
22	15612.663	31391.122	579.024	10656.715	18671.592	falla	2	21313.431	cumple
24	16885.771	33950.856	619.905	11523.587	18671.592	falla	2	23047.174	cumple
26	18158.261	36509.350	688.039	12399.130	18671.592	falla	2	24798.259	cumple
28	19430.268	39066.872	783.427	13283.433	18671.592	falla	2	26566.866	cumple
30	20701.889	41623.617	906.068	14176.562	18671.592	falla	2	28353.124	cumple
32	21973.197	44179.734	1055.964	15078.566	18671.592	falla	2	30157.132	cumple
34	23244.248	46735.334	1233.113	15989.482	18671.592	falla	2	31978.964	cumple
36	24515.086	49290.504	1437.515	16909.340	18671.592	falla	2	33818.680	cumple
38	25785.743	51845.313	1669.171	17838.161	18671.592	falla	2	35676.323	cumple
40	27056.248	54399.814	1928.081	18775.965	18671.592	cumple	1	18775.965	cumple
42	28326.622	56954.054	2214.245	19722.766	18671.592	cumple	1	19722.766	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					6				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.54, Cálculos capacidad de carga (D=1.90 m), Brinch - Hansen

D _f (m)	D _f /B	Factor de forma			Factor de profundidad		
		S _c	S _g	S _v	d _c	d _g	d _v
10	5.263	1.746	1.727	0.600	1.553	1.759	1.000
12	6.316	1.798	1.781	0.600	1.566	1.725	1.000
14	7.368	1.798	1.781	0.600	1.574	1.712	1.000
16	8.421	1.798	.781	0.600	1.581	1.702	1.000
18	9.474	1.798	1.781	0.600	1.586	1.695	1.000
20	10.526	1.798	1.781	0.600	1.590	1.688	1.000
22	11.579	1.911	1.900	0.600	1.594	1.604	1.000
24	12.632	1.911	1.900	0.600	1.597	1.598	1.000
26	13.684	1.911	1.900	0.600	1.599	1.593	1.000
28	14.737	1.911	1.900	0.600	1.601	1.589	1.000
30	15.789	1.911	1.900	0.600	1.603	1.585	1.000
32	16.842	1.911	1.900	0.600	1.605	1.582	1.000
34	17.895	1.911	1.900	0.600	1.606	1.579	1.000
36	18.947	1.911	1.900	0.600	1.607	1.577	1.000
38	20.000	1.911	1.900	0.600	1.608	1.575	1.000
40	21.053	1.911	1.900	0.600	1.609	1.573	1.000
42	22.105	1.911	1.900	0.600	1.610	1.571	1.000

B= 1.90 m			A _p = 2.835 m ²			Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
10	3169.624	8986.796	318.424	3101.740	18671.592	falla	7	21712.179	cumple
12	5341.803	15145.545	332.543	5159.363	18671.592	falla	4	20637.451	cumple
14	6059.308	17179.880	374.901	5851.594	18671.592	falla	4	23406.375	cumple
16	6775.118	19209.407	445.499	6551.635	18671.592	falla	3	19654.905	cumple
18	7489.803	21235.745	544.335	7260.026	18671.592	falla	3	21780.079	cumple
20	8203.705	23259.862	671.409	7977.090	18671.592	falla	3	23931.271	cumple
22	15738.370	44622.803	687.591	15103.465	18671.592	falla	2	30206.929	cumple
24	17012.284	48234.714	736.137	16323.617	18671.592	falla	2	32647.234	cumple
26	18285.451	51844.509	817.046	17553.852	18671.592	falla	2	35107.703	cumple
28	19558.034	55452.648	930.319	18794.322	18671.592	cumple	1	18794.322	cumple
30	20830.152	59059.467	1075.956	20045.141	18671.592	cumple	1	20045.141	cumple
32	22101.893	62665.217	1253.957	21306.391	18671.592	cumple	1	21306.391	cumple
34	23373.324	66270.089	1464.321	22578.137	18671.592	cumple	1	22578.137	cumple
36	24644.497	69874.231	1707.049	23860.427	18671.592	cumple	1	23860.427	cumple
38	25915.454	73477.759	1982.141	25153.300	18671.592	cumple	1	25153.300	cumple
40	27186.228	77080.768	2289.597	26456.788	18671.592	cumple	1	26456.788	cumple
42	28456.844	80683.331	2629.416	27770.916	18671.592	cumple	1	27770.916	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					5				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.55, Cálculos capacidad de carga (D=1.00 m), Berezantzev

B= 1.00 m			A _p = 0.785 m ²			Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
10	2946.886	2314.479	167.591	827.357	18671.592	falla	23	19029.206	cumple
12	5321.362	4179.388	175.023	1451.470	18671.592	falla	13	18869.114	cumple
14	6070.855	4768.039	197.317	1655.118	18671.592	falla	12	19861.421	cumple
16	6820.348	5356.689	234.473	1863.721	18671.592	falla	11	20500.927	cumple
18	7569.841	5945.339	286.492	2077.277	18671.592	falla	9	18695.494	cumple
20	8319.334	6533.990	353.373	2295.788	18671.592	falla	9	20662.090	cumple
22	12909.926	10139.432	361.890	3500.441	18671.592	falla	6	21002.645	cumple
24	14031.618	11020.407	387.440	3802.616	18671.592	falla	5	19013.080	cumple
26	15153.310	11901.382	430.024	4110.469	18671.592	falla	5	20552.344	cumple
28	16275.002	12782.357	489.642	4424.000	18671.592	falla	5	22119.998	cumple
30	17396.694	13663.332	566.293	4743.208	18671.592	falla	4	18972.833	cumple
32	18518.386	14544.307	659.977	5068.095	18671.592	falla	4	20272.379	cumple
34	19640.078	15425.282	770.695	5398.659	18671.592	falla	4	21594.636	cumple
36	20761.770	16306.256	898.447	5734.901	18671.592	falla	4	22939.604	cumple
38	21883.462	17187.231	1043.232	6076.821	18671.592	falla	4	24307.284	cumple
40	23005.154	18068.206	1205.051	6424.419	18671.592	falla	3	19273.257	cumple
42	24126.846	18949.181	1383.903	6777.695	18671.592	falla	3	20333.084	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					17				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.56, Cálculos capacidad de carga (D=1.30 m), Berezantzev

B= 1.30 m			A _p = 1.327 m ²			Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)				
10	2601.269	3452.724	217.869	1223.531	18671.592	falla	16	19576.494	cumple
12	5385.069	7147.726	227.530	2458.418	18671.592	falla	8	19667.347	cumple
14	6134.562	8142.545	256.512	2799.685	18671.592	falla	7	19597.798	cumple
16	6884.055	9137.364	304.815	3147.393	18671.592	falla	6	18884.358	cumple
18	7633.548	10132.183	372.439	3501.541	18671.592	falla	6	21009.246	cumple
20	8383.041	11127.003	459.385	3862.129	18671.592	falla	5	19310.647	cumple
22	12909.926	17135.641	470.457	5868.699	18671.592	falla	4	23474.797	cumple
24	14031.618	18624.488	503.673	6376.054	18671.592	falla	3	19128.161	cumple
26	15153.310	20113.336	559.032	6890.789	18671.592	falla	3	20672.367	cumple
28	16275.002	21602.183	636.534	7412.906	18671.592	falla	3	22238.718	cumple
30	17396.694	23091.031	736.181	7942.404	18671.592	falla	3	23827.211	cumple
32	18518.386	24579.878	857.970	8479.283	18671.592	falla	3	25437.849	cumple
34	19640.078	26068.726	1001.904	9023.543	18671.592	falla	3	27070.630	cumple
36	20761.770	27557.573	1167.981	9575.185	18671.592	falla	2	19150.370	cumple
38	21883.462	29046.421	1356.202	10134.207	18671.592	falla	2	20268.415	cumple
40	23005.154	30535.268	1566.566	10700.611	18671.592	falla	2	21401.223	cumple
42	24126.846	32024.116	1799.074	11274.397	18671.592	falla	2	22548.793	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					10				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.57, Cálculos capacidad de carga (D=1.60 m), Berezantzev

B= 1.60 m			A _p = 2.011 m ²						
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	2633.620	5295.206	268.146	1854.451	18671.592	falla	11	20398.960	cumple
12	5448.776	10955.414	280.036	3745.150	18671.592	falla	5	18725.751	cumple
14	6198.269	12462.360	315.706	4259.355	18671.592	falla	5	21296.777	cumple
16	6947.762	13969.305	375.157	4781.487	18671.592	falla	4	19125.948	cumple
18	7697.255	15476.250	458.387	5311.546	18671.592	falla	4	21246.182	cumple
20	8446.748	16983.195	565.397	5849.531	18671.592	falla	4	23398.123	cumple
22	12909.926	25956.947	579.024	8845.324	18671.592	falla	3	26535.971	cumple
24	14031.618	28212.243	619.905	9610.716	18671.592	falla	2	19221.432	cumple
26	15153.310	30467.538	688.039	10385.192	18671.592	falla	2	20770.385	cumple
28	16275.002	32722.834	783.427	11168.754	18671.592	falla	2	22337.507	cumple
30	17396.694	34978.129	906.068	11961.399	18671.592	falla	2	23922.799	cumple
32	18518.386	37233.425	1055.964	12763.130	18671.592	falla	2	25526.259	cumple
34	19640.078	39488.721	1233.113	13573.944	18671.592	falla	2	27147.889	cumple
36	20761.770	41744.016	1437.515	14393.844	18671.592	falla	2	28787.688	cumple
38	21883.462	43999.312	1669.171	15222.828	18671.592	falla	2	30445.655	cumple
40	23005.154	46254.607	1928.081	16060.896	18671.592	falla	2	32121.793	cumple
42	24126.846	48509.903	2214.245	16908.049	18671.592	falla	2	33816.099	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					6				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.58, Cálculos capacidad de carga (D= 1.90 m), Berezantzev

B= 1.90 m			A _p = 2.835 m ²						
D _f (m)	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	#Pilotes	Q _a (conjunto)	Observación (conjunto)
10	2665.970	7558.792	318.424	2625.738	18671.592	falla	8	21005.908	cumple
12	5512.483	15629.474	332.543	5320.672	18671.592	falla	4	21282.689	cumple
14	6261.976	17754.502	374.901	6043.134	18671.592	falla	4	24172.537	cumple
16	7011.469	19879.530	445.499	6775.009	18671.592	falla	3	20325.028	cumple
18	7760.962	22004.558	544.335	7516.297	18671.592	falla	3	22548.892	cumple
20	8510.455	24129.586	671.409	8266.998	18671.592	falla	3	24800.995	cumple
22	12909.926	36603.351	687.591	12430.314	18671.592	falla	2	24860.628	cumple
24	14031.618	39783.670	736.137	13506.602	18671.592	falla	2	27013.205	cumple
26	15153.310	42963.990	817.046	14593.679	18671.592	falla	2	29187.357	cumple
28	16275.002	46144.309	930.319	15691.543	18671.592	falla	2	31383.085	cumple
30	17396.694	49324.628	1075.956	16800.195	18671.592	falla	2	33600.389	cumple
32	18518.386	52504.947	1253.957	17919.635	18671.592	falla	2	35839.269	cumple
34	19640.078	55685.266	1464.321	19049.862	18671.592	cumple	1	19049.862	cumple
36	20761.770	58865.585	1707.049	20190.878	18671.592	cumple	1	20190.878	cumple
38	21883.462	62045.905	1982.141	21342.682	18671.592	cumple	1	21342.682	cumple
40	23005.154	65226.224	2289.597	22505.273	18671.592	cumple	1	22505.273	cumple
42	24126.846	68406.543	2629.416	23678.653	18671.592	cumple	1	23678.653	cumple
Número máximo de pilotes en planta:					5				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.59, Cálculos capacidad de carga (D=1.00 m), GDF – NTC, 2004

B= 1.00 m			A _p = 0.785 m ²			F _{re} = 0.750		FR = 0.560		F _R = 0.392			
D _f (m)	p _v (t/m ²)	p _v '(t/m ²)	Le/B	Nq*	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	# Pilotes	Q _a [conjunto]	Observación
1	2.396	2.396	1.000	63.207	41.557	32.639	3.079	25.512	18671.592	falla	732.000	18675.094	cumple
5	11.982	11.982	5.000	175.600	561.283	440.831	15.394	325.875	18671.592	falla	58.000	18900.734	cumple
10	23.963	23.963	10.000	175.600	1122.566	881.662	30.788	651.749	18671.592	falla	29.000	18900.734	cumple
12	28.960	28.960	12.000	262.800	2019.528	1586.134	57.933	1174.333	18671.592	falla	16.000	18789.333	cumple
14	33.957	33.957	14.000	262.800	2367.968	1859.797	64.090	1374.206	18671.592	falla	14.000	19238.877	cumple
16	38.953	38.953	16.000	262.800	2716.407	2133.461	70.248	1574.078	18671.592	falla	12.000	18888.933	cumple
18	43.950	43.950	18.000	262.800	3064.846	2407.125	76.405	1773.950	18671.592	falla	11.000	19513.450	cumple
20	48.947	48.947	20.000	262.800	3413.286	2680.788	82.563	1973.822	18671.592	falla	10.000	19738.222	cumple
22	54.045	54.045	22.000	610.000	8694.509	6828.651	130.696	4970.962	18671.592	falla	4.000	19883.848	cumple
24	59.144	59.144	24.000	610.000	9514.746	7472.864	136.853	5435.512	18671.592	falla	4.000	21742.049	cumple
26	64.242	64.242	26.000	610.000	10334.983	8117.077	143.011	5900.062	18671.592	falla	4.000	23600.250	cumple
28	69.341	69.341	28.000	610.000	11155.221	8761.290	149.168	6364.613	18671.592	falla	3.000	19093.838	cumple
30	74.440	74.440	30.000	610.000	11975.458	9405.503	155.326	6829.163	18671.592	falla	3.000	20487.489	cumple
32	79.538	79.538	32.000	610.000	12795.695	10049.715	161.483	7293.713	18671.592	falla	3.000	21881.140	cumple
34	84.637	84.637	34.000	610.000	13615.932	10693.928	167.641	7758.264	18671.592	falla	3.000	23274.791	cumple
36	89.735	89.735	36.000	610.000	14436.170	11338.141	173.798	8222.814	18671.592	falla	3.000	24668.441	cumple
38	94.834	94.834	38.000	610.000	15256.407	11982.354	179.956	8687.364	18671.592	falla	3.000	26062.092	cumple
40	99.933	99.933	40.000	610.000	16076.644	12626.567	186.113	9151.914	18671.592	falla	3.000	27455.743	cumple
42	105.031	105.031	42.000	610.000	16896.881	13270.780	192.271	9616.465	18671.592	falla	2.000	19232.929	cumple
Numero máximo de pilotes que puede alojar la planta:					17								

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.60, Cálculos capacidad de carga (D=1.30 m), GDF – NTC, 2004

B= 1.30 m			A _p = 1.327 m ²			F _{re} = 0.692		FR = 0.449		F _R = 0.314			
D _f (m)	p _v (t/m ²)	p _v '(t/m ²)	Le/B	Nq*	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	# Pilotes	Q _a [conjunto]	Observación
1	2.396	2.396	0.769	63.207	41.557	55.159	3.211	41.693	18671.592	falla	448.000	18678.399	cumple
5	11.982	11.982	3.846	175.600	561.283	745.004	12.349	540.966	18671.592	falla	35.000	18933.823	cumple
10	23.963	23.963	7.692	175.600	1122.566	1490.008	24.698	1081.933	18671.592	falla	18.000	19474.789	cumple
12	28.960	28.960	9.231	262.800	2019.528	2680.566	55.365	1954.236	18671.592	falla	10.000	19542.364	cumple
14	33.957	33.957	10.769	262.800	2367.968	3143.058	61.786	2289.174	18671.592	falla	9.000	20602.568	cumple
16	38.953	38.953	12.308	262.800	2716.407	3605.549	68.208	2624.112	18671.592	falla	8.000	20992.896	cumple
18	43.950	43.950	13.846	262.800	3064.846	4068.041	74.629	2959.050	18671.592	falla	7.000	20713.348	cumple
20	48.947	48.947	15.385	262.800	3413.286	4530.532	81.050	3293.987	18671.592	falla	6.000	19763.925	cumple
22	54.045	54.045	16.923	610.000	8694.509	11540.420	135.963	8340.274	18671.592	falla	3.000	25020.821	cumple
24	59.144	59.144	18.462	610.000	9514.746	12629.140	142.384	9122.517	18671.592	falla	3.000	27367.552	cumple
26	64.242	64.242	20.000	610.000	10334.983	13717.860	148.806	9904.761	18671.592	falla	2.000	19809.522	cumple
28	69.341	69.341	21.538	610.000	11155.221	14806.580	155.227	10687.005	18671.592	falla	2.000	21374.010	cumple
30	74.440	74.440	23.077	610.000	11975.458	15895.299	161.649	11469.248	18671.592	falla	2.000	22938.497	cumple
32	79.538	79.538	24.615	610.000	12795.695	16984.019	168.070	12251.492	18671.592	falla	2.000	24502.984	cumple
34	84.637	84.637	26.154	610.000	13615.932	18072.739	174.491	13033.736	18671.592	falla	2.000	26067.472	cumple
36	89.735	89.735	27.692	610.000	14436.170	19161.458	180.913	13815.979	18671.592	falla	2.000	27631.959	cumple
38	94.834	94.834	29.231	610.000	15256.407	20250.178	187.334	14598.223	18671.592	falla	2.000	29196.446	cumple
40	99.933	99.933	30.769	610.000	16076.644	21338.898	193.756	15380.467	18671.592	falla	2.000	30760.934	cumple
42	105.031	105.031	32.308	610.000	16896.881	22427.618	200.177	16162.710	18671.592	falla	2.000	32325.421	cumple
Numero máximo de pilotes que puede alojar la planta:					10								

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.61, Cálculos capacidad de carga (D=1.60 m), GDF – NTC, 2004

B= 1.60 m			A _p = 2.011 m ²			F _{re} = 0.656		FR = 0.335		F _R = 0.235			
D _i (m)	p _v (t/m ²)	p _v '(t/m ²)	Le/B	Nq*	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	# Pilotes	Q _a [conjunto]	Observación
1	2.396	2.396	0.625	63.207	41.557	83.555	2.947	61.787	18671.592	falla	303.000	18721.442	cumple
5	11.982	11.982	3.125	128.834	414.194	832.786	14.734	605.371	18671.592	falla	31.000	18766.507	cumple
10	23.963	23.963	6.250	175.600	1122.566	2257.054	29.468	1633.230	18671.592	falla	12.000	19598.759	cumple
12	28.960	28.960	7.500	262.800	2019.528	4060.503	58.967	2942.479	18671.592	falla	7.000	20597.351	cumple
14	33.957	33.957	8.750	262.800	2367.968	4761.082	64.861	3447.102	18671.592	falla	6.000	20682.611	cumple
16	38.953	38.953	10.000	262.800	2716.407	5461.660	70.755	3951.725	18671.592	falla	5.000	19758.625	cumple
18	43.950	43.950	11.250	262.800	3064.846	6162.239	76.648	4456.348	18671.592	falla	5.000	22281.741	cumple
20	48.947	48.947	12.500	262.800	3413.286	6862.818	82.542	4960.971	18671.592	falla	4.000	19843.885	cumple
22	54.045	54.045	13.750	610.000	8694.509	17481.347	135.647	12583.567	18671.592	falla	2.000	25167.134	cumple
24	59.144	59.144	15.000	610.000	9514.746	19130.532	141.540	13765.766	18671.592	falla	2.000	27531.532	cumple
26	64.242	64.242	16.250	610.000	10334.983	20779.717	147.434	14947.965	18671.592	falla	2.000	29895.930	cumple
28	69.341	69.341	17.500	610.000	11155.221	22428.902	153.328	16130.164	18671.592	falla	2.000	32260.328	cumple
30	74.440	74.440	18.750	610.000	11975.458	24078.087	159.221	17312.363	18671.592	falla	2.000	34624.726	cumple
32	79.538	79.538	20.000	610.000	12795.695	25727.271	165.115	18494.562	18671.592	falla	2.000	36989.123	cumple
34	84.637	84.637	21.250	610.000	13615.932	27376.456	171.009	19676.761	18671.592	cumple	1.000	19676.761	cumple
36	89.735	89.735	22.500	610.000	14436.170	29025.641	176.902	20858.960	18671.592	cumple	1.000	20858.960	cumple
38	94.834	94.834	23.750	610.000	15256.407	30674.826	182.796	22041.159	18671.592	cumple	1.000	22041.159	cumple
40	99.933	99.933	25.000	610.000	16076.644	32324.011	188.689	23223.357	18671.592	cumple	1.000	23223.357	cumple
42	105.031	105.031	26.250	610.000	16896.881	33973.196	194.583	24405.556	18671.592	cumple	1.000	24405.556	cumple
Numero máximo de pilotes que puede alojar la planta:					6								

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro A.62, Cálculos capacidad de carga (D=1.90 m), GDF – NTC, 2004

B= 1.90 m			A _p = 2.835 m ²			F _{re} = 0.632		Factor FR = 0.219		F _R = 0.153			
D _i (m)	p _v (t/m ²)	p _v '(t/m ²)	Le/B	Nq*	q _u (t/m ²)	Q _u (t)	Q _f (t)	Q _a (t)	Q _{est} (t)	Observación	# Pilotes	Q _a [conjunto]	Observación
1	2.396	2.396	0.526	63.207	41.557	117.825	2.287	85.795	18671.592	falla	218.000	18703.239	cumple
5	11.982	11.982	2.632	175.600	561.283	1591.399	11.435	1144.882	18671.592	falla	17.000	19462.991	cumple
10	23.963	23.963	5.263	175.600	1122.566	3182.798	22.871	2289.764	18671.592	falla	9.000	20607.873	cumple
12	28.960	28.960	6.316	262.800	2019.528	5725.943	46.484	4123.163	18671.592	falla	5.000	20615.813	cumple
14	33.957	33.957	7.368	262.800	2367.968	6713.869	51.058	4832.091	18671.592	falla	4.000	19328.363	cumple
16	38.953	38.953	8.421	262.800	2716.407	7701.794	55.632	5541.019	18671.592	falla	4.000	22164.077	cumple
18	43.950	43.950	9.474	262.800	3064.846	8689.720	60.207	6249.948	18671.592	falla	3.000	18749.843	cumple
20	48.947	48.947	10.526	262.800	3413.286	9677.645	64.781	6958.876	18671.592	falla	3.000	20876.628	cumple
22	54.045	54.045	11.579	610.000	8694.509	24651.431	107.433	17684.903	18671.592	falla	2.000	35369.806	cumple
24	59.144	59.144	12.632	610.000	9514.746	26977.039	112.008	19349.319	18671.592	cumple	1.000	19349.319	cumple
26	64.242	64.242	13.684	610.000	10334.983	29302.647	116.582	21013.735	18671.592	cumple	1.000	21013.735	cumple
28	69.341	69.341	14.737	610.000	11155.221	31628.256	121.156	22678.151	18671.592	cumple	1.000	22678.151	cumple
30	74.440	74.440	15.789	610.000	11975.458	33953.864	125.730	24342.567	18671.592	cumple	1.000	24342.567	cumple
32	79.538	79.538	16.842	610.000	12795.695	36279.473	130.304	26006.983	18671.592	cumple	1.000	26006.983	cumple
34	84.637	84.637	17.895	610.000	13615.932	38605.081	134.878	27671.400	18671.592	cumple	1.000	27671.400	cumple
36	89.735	89.735	18.947	610.000	14436.170	40930.689	139.453	29335.816	18671.592	cumple	1.000	29335.816	cumple
38	94.834	94.834	20.000	610.000	15256.407	43256.298	144.027	31000.232	18671.592	cumple	1.000	31000.232	cumple
40	99.933	99.933	21.053	610.000	16076.644	45581.906	148.601	32664.648	18671.592	cumple	1.000	32664.648	cumple
42	105.031	105.031	22.105	610.000	16896.881	47907.515	153.175	34329.064	18671.592	cumple	1.000	34329.064	cumple
Numero máximo de pilotes que puede alojar la planta:					5								

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO- B

En el anexo B se presentan los resultados obtenidos para los cálculos de asentamientos del “capítulo V - Diseño de Cimentación”, la unidad litológica analizada es la Tmtl, y las condiciones son considerando una suelo saturado, los cuadros se ordenan de acuerdo al tipo de cimentación, teoría de capacidad de carga y diámetro de pilas o pilotes.

B. Asentamientos

B.1. Pilotes

Cuadro B.1, Cálculos de asentamientos (D=0.30 m), Prandtl - Terzaghi

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q_a (t)	D_f (m)	Δ_p [mm]	I_w	Δ_p [mm]	z/B	F_1	F_2	Δ_p [mm]	Δ_c [mm]	Δ_p [mm]	Δ_T [mm]
25.767	10	3.403	0.31745	0.614	33.33	0.47	0.02	0.935	1.77	1.934	3.705
32.507	12	1.542	0.31771	0.278	40.00	0.47	0.02	0.423	2.68	0.876	3.558
36.856	14	1.748	0.31787	0.316	46.67	0.47	0.02	0.480	3.55	0.993	4.540
42.690	16	2.025	0.31797	0.366	53.33	0.47	0.02	0.556	4.70	1.151	5.846
50.011	18	2.372	0.31804	0.429	60.00	0.47	0.02	0.651	6.19	1.348	7.536
58.819	20	2.790	0.31810	0.504	66.67	0.47	0.02	0.766	8.09	1.585	9.672
71.596	22	2.547	0.31813	0.460	73.33	0.47	0.02	0.699	10.83	1.447	12.275
77.154	24	2.745	0.31816	0.496	80.00	0.47	0.02	0.753	12.73	1.560	14.289
84.416	26	3.003	0.31818	0.543	86.67	0.47	0.02	0.824	15.09	1.706	16.795
93.381	28	3.322	0.31820	0.601	93.33	0.47	0.02	0.912	17.97	1.887	19.862
104.050	30	3.702	0.31821	0.669	100.00	0.47	0.02	1.016	21.46	2.103	23.562
116.421	32	4.142	0.31823	0.749	106.67	0.47	0.02	1.137	25.61	2.353	27.964
130.497	34	4.642	0.31824	0.839	113.33	0.47	0.02	1.274	30.50	2.638	33.139
146.275	36	5.204	0.31824	0.941	120.00	0.47	0.02	1.428	36.20	2.957	39.157
163.757	38	5.826	0.31825	1.053	126.67	0.47	0.02	1.599	42.78	3.310	46.088
182.942	40	6.508	0.31826	1.177	133.33	0.47	0.02	1.786	50.31	3.698	54.003
203.831	42	7.251	0.31826	1.311	140.00	0.47	0.02	1.990	58.85	4.120	62.972
D = 0.30 m							L/B = 1				

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.2, Cálculos de asentamientos (D=0.50 m) , Prandtl - Terzaghi

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q_a (t)	D_f (m)	Δ_p [mm]	I_w	Δ_p [mm]	z/B	F_1	F_2	Δ_p [mm]	Δ_c [mm]	Δ_p [mm]	Δ_T [mm]
53.141	10	4.211	0.31594	0.756	20.00	0.47	0.02	1.156	1.32	2.393	3.708
71.145	12	2.025	0.31666	0.364	24.00	0.47	0.02	0.556	2.11	1.150	3.263
80.747	14	2.298	0.31710	0.414	28.00	0.47	0.02	0.631	2.80	1.306	4.103
92.826	16	2.642	0.31738	0.476	32.00	0.47	0.02	0.725	3.68	1.501	5.177
107.383	18	3.056	0.31757	0.551	36.00	0.47	0.02	0.839	4.78	1.736	6.520
124.416	20	3.541	0.31771	0.639	40.00	0.47	0.02	0.972	6.16	2.012	8.170
159.052	22	3.395	0.31782	0.613	44.00	0.47	0.02	0.932	8.66	1.929	10.589
171.653	24	3.664	0.31790	0.662	48.00	0.47	0.02	1.005	10.20	2.082	12.277
187.093	26	3.993	0.31796	0.721	52.00	0.47	0.02	1.096	12.04	2.269	14.308
205.371	28	4.384	0.31801	0.792	56.00	0.47	0.02	1.203	14.23	2.491	16.722
226.489	30	4.834	0.31804	0.874	60.00	0.47	0.02	1.327	16.82	2.747	19.562
250.446	32	5.346	0.31808	0.966	64.00	0.47	0.02	1.467	19.83	3.037	22.871
277.241	34	5.918	0.31810	1.070	68.00	0.47	0.02	1.624	23.33	3.362	26.690
306.876	36	6.550	0.31813	1.184	72.00	0.47	0.02	1.797	27.34	3.722	31.062
339.349	38	7.243	0.31814	1.309	76.00	0.47	0.02	1.988	31.91	4.116	36.029
374.662	40	7.997	0.31816	1.446	80.00	0.47	0.02	2.195	37.09	4.544	41.633
412.813	42	8.811	0.31817	1.593	84.00	0.47	0.02	2.418	42.91	5.006	47.915
D = 0.50 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.3, Cálculos de asentamientos (D=0.70 m) , Prandtl - Terzaghi

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q_a (t)	D_f (m)	Δ_p [mm]	I_w	Δ_p [mm]	z/B	F_1	F_2	Δ_p [mm]	Δ_c [mm]	Δ_p [mm]	Δ_T [mm]
88.883	10	5.031	0.31369	0.897	14.29	0.47	0.02	1.382	1.12	2.858	3.981
123.686	12	2.514	0.31509	0.450	17.14	0.47	0.02	0.690	1.87	1.429	3.303
140.425	14	2.855	0.31594	0.512	20.00	0.47	0.02	0.783	2.48	1.622	4.104
160.632	16	3.265	0.31649	0.587	22.86	0.47	0.02	0.896	3.25	1.855	5.101
184.308	18	3.747	0.31687	0.675	25.71	0.47	0.02	1.028	4.19	2.129	6.318
211.451	20	4.298	0.31714	0.775	28.57	0.47	0.02	1.180	5.34	2.442	7.782
278.717	22	4.249	0.31735	0.766	31.43	0.47	0.02	1.166	7.74	2.414	10.157
301.030	24	4.590	0.31750	0.828	34.29	0.47	0.02	1.259	9.12	2.608	11.730
327.318	26	4.990	0.31762	0.901	37.14	0.47	0.02	1.369	10.75	2.835	13.581
357.580	28	5.452	0.31771	0.984	40.00	0.47	0.02	1.496	12.64	3.098	15.740
391.817	30	5.974	0.31779	1.079	42.86	0.47	0.02	1.639	14.84	3.394	18.236
430.028	32	6.556	0.31785	1.184	45.71	0.47	0.02	1.799	17.38	3.725	21.101
472.214	34	7.199	0.31791	1.300	48.57	0.47	0.02	1.976	20.27	4.091	24.363
518.374	36	7.903	0.31795	1.428	51.43	0.47	0.02	2.169	23.56	4.490	28.054
568.508	38	8.668	0.31799	1.566	54.29	0.47	0.02	2.379	27.28	4.925	32.202
622.618	40	9.493	0.31802	1.715	57.14	0.47	0.02	2.605	31.45	5.394	36.840
680.701	42	10.378	0.31804	1.875	60.00	0.47	0.02	2.848	36.10	5.897	41.995
D = 0.70 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.4, Cálculos de asentamientos (D=0.90 m), Prandtl - Terzaghi

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q _a (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _r [mm]
133.174	10	5.863	0.31073	1.035	11.11	0.47	0.02	1.610	1.02	3.331	4.348
190.411	12	3.011	0.31301	0.535	13.33	0.47	0.02	0.826	1.75	1.720	3.465
216.172	14	3.418	0.31440	0.611	15.56	0.47	0.02	0.938	2.31	1.953	4.264
246.391	16	3.896	0.31531	0.698	17.78	0.47	0.02	1.069	3.01	2.226	5.237
281.069	18	4.444	0.31594	0.798	20.00	0.47	0.02	1.219	3.86	2.539	6.403
320.206	20	5.063	0.31639	0.910	22.22	0.47	0.02	1.389	4.89	2.892	7.784
430.961	22	5.110	0.31672	0.920	24.44	0.47	0.02	1.402	7.24	2.904	10.146
465.656	24	5.522	0.31697	0.994	26.67	0.47	0.02	1.515	8.54	3.137	11.674
505.461	26	5.994	0.31717	1.080	28.89	0.47	0.02	1.645	10.04	3.406	13.444
550.376	28	6.526	0.31733	1.177	31.11	0.47	0.02	1.791	11.77	3.708	15.479
600.401	30	7.120	0.31745	1.284	33.33	0.47	0.02	1.954	13.76	4.045	17.803
655.537	32	7.773	0.31756	1.403	35.56	0.47	0.02	2.133	16.02	4.417	20.440
715.782	34	8.488	0.31764	1.532	37.78	0.47	0.02	2.329	18.59	4.823	23.412
781.137	36	9.263	0.31771	1.672	40.00	0.47	0.02	2.542	21.48	5.263	26.743
851.603	38	10.098	0.31777	1.823	42.22	0.47	0.02	2.771	24.72	5.738	30.456
927.178	40	10.995	0.31783	1.985	44.44	0.47	0.02	3.017	28.33	6.247	34.575
1007.864	42	11.951	0.31787	2.159	46.67	0.47	0.02	3.280	32.33	6.791	39.124
D = 0.90 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.5, Cálculos de asentamientos (D=0.30 m), Meyerhof

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q _a (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _r [mm]
70.158	10	9.266	0.317	1.671	33.333	0.470	0.020	2.545	4.823	5.265	10.088
106.981	12	5.074	0.318	0.916	40.000	0.470	0.020	1.393	8.825	2.883	11.708
122.161	14	5.794	0.318	1.047	46.667	0.470	0.020	1.590	11.757	3.292	15.049
138.827	16	6.585	0.318	1.190	53.333	0.470	0.020	1.807	15.270	3.741	19.011
156.979	18	7.446	0.318	1.346	60.000	0.470	0.020	2.043	19.425	4.231	23.655
176.618	20	8.377	0.318	1.514	66.667	0.470	0.020	2.299	24.283	4.760	29.043
259.161	22	9.220	0.318	1.666	73.333	0.470	0.020	2.530	39.195	5.238	44.434
280.937	24	9.994	0.318	1.807	80.000	0.470	0.020	2.743	46.351	5.679	52.030
304.417	26	10.829	0.318	1.958	86.667	0.470	0.020	2.972	54.411	6.153	60.564
329.600	28	11.725	0.318	2.120	93.333	0.470	0.020	3.218	63.443	6.662	70.105
356.486	30	12.682	0.318	2.293	100.000	0.470	0.020	3.480	73.520	7.206	80.725
385.076	32	13.699	0.318	2.477	106.667	0.470	0.020	3.759	84.710	7.783	92.494
415.369	34	14.777	0.318	2.672	113.333	0.470	0.020	4.055	97.085	8.396	105.481
447.365	36	15.915	0.318	2.878	120.000	0.470	0.020	4.367	110.715	9.043	119.757
481.065	38	17.114	0.318	3.095	126.667	0.470	0.020	4.696	125.669	9.724	135.393
516.468	40	18.373	0.318	3.322	133.333	0.470	0.020	5.042	142.018	10.439	152.458
553.575	42	19.693	0.318	3.561	140.000	0.470	0.020	5.404	159.833	11.189	171.022
D=0.30 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.6, Cálculos de asentamientos (D=0.50 m) , Meyerhof

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	l _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
176.262	10	13.967	0.316	2.507	20.000	0.470	0.020	3.836	4.362	7.936	12.298
277.723	12	10.974	0.317	1.974	24.000	0.470	0.020	3.011	11.451	6.235	17.686
317.412	14	12.103	0.317	2.181	28.000	0.470	0.020	3.321	14.735	6.877	21.612
359.578	16	13.303	0.317	2.399	32.000	0.470	0.020	3.651	18.510	7.559	26.068
404.221	18	14.574	0.318	2.630	36.000	0.470	0.020	3.999	22.812	8.281	31.093
451.341	20	15.915	0.318	2.873	40.000	0.470	0.020	4.367	27.679	9.043	36.721
679.681	22	21.434	0.318	3.870	44.000	0.470	0.020	5.882	54.673	12.178	66.851
737.332	24	22.664	0.318	4.094	48.000	0.470	0.020	6.219	63.067	12.877	75.945
797.822	26	23.955	0.318	4.328	52.000	0.470	0.020	6.574	72.215	13.611	85.826
861.150	28	25.307	0.318	4.573	56.000	0.470	0.020	6.945	82.158	14.379	96.537
927.318	30	26.719	0.318	4.828	60.000	0.470	0.020	7.332	92.940	15.181	108.121
996.325	32	28.192	0.318	5.095	64.000	0.470	0.020	7.736	104.600	16.018	120.619
1068.170	34	29.726	0.318	5.373	68.000	0.470	0.020	8.157	117.183	16.890	134.073
1142.854	36	31.320	0.318	5.661	72.000	0.470	0.020	8.595	130.730	17.795	148.526
1220.378	38	32.975	0.318	5.961	76.000	0.470	0.020	9.049	145.284	18.736	164.019
1300.740	40	34.690	0.318	6.271	80.000	0.470	0.020	9.519	160.885	19.710	180.596
1383.941	42	36.466	0.318	6.592	84.000	0.470	0.020	10.007	177.578	20.719	198.297
D = 0.50 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.7, Cálculos de asentamientos (D=0.70 m) , Meyerhof

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	l _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
329.832	10	18.669	0.314	3.327	14.286	0.470	0.020	5.127	4.165	10.607	14.772
528.002	12	10.733	0.315	1.922	17.143	0.470	0.020	2.945	8.000	6.099	14.099
603.711	14	12.272	0.316	2.203	20.000	0.470	0.020	3.368	10.672	6.973	17.645
682.888	16	13.882	0.316	2.496	22.857	0.470	0.020	3.809	13.796	7.887	21.684
765.533	18	15.562	0.317	2.802	25.714	0.470	0.020	4.270	17.399	8.842	26.241
851.646	20	17.313	0.317	3.120	28.571	0.470	0.020	4.751	21.507	9.837	31.343
1298.399	22	19.796	0.317	3.569	31.429	0.470	0.020	5.432	36.068	11.248	47.315
1409.010	24	21.482	0.317	3.875	34.286	0.470	0.020	5.895	42.698	12.206	54.904
1523.595	26	23.229	0.318	4.192	37.143	0.470	0.020	6.374	50.018	13.198	63.217
1642.155	28	25.037	0.318	4.520	40.000	0.470	0.020	6.870	58.058	14.225	72.283
1764.689	30	26.905	0.318	4.858	42.857	0.470	0.020	7.383	66.846	15.287	82.133
1891.198	32	28.834	0.318	5.207	45.714	0.470	0.020	7.912	76.414	16.383	92.797
2021.682	34	30.823	0.318	5.568	48.571	0.470	0.020	8.458	86.792	17.513	104.305
2156.139	36	32.873	0.318	5.939	51.429	0.470	0.020	9.021	98.009	18.678	116.687
2294.572	38	34.984	0.318	6.321	54.286	0.470	0.020	9.600	110.096	19.877	129.973
2436.979	40	37.155	0.318	6.714	57.143	0.470	0.020	10.196	123.083	21.111	144.194
2583.360	42	39.386	0.318	7.117	60.000	0.470	0.020	10.808	137.000	22.379	159.379
D = 0.70 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.8, Cálculos de asentamientos (D=0.90 m) , Meyerhof

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q _a (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
530.867	10	23.371	0.311	4.126	11.111	0.470	0.020	6.418	4.055	13.279	17.334
857.817	12	13.563	0.313	2.412	13.333	0.470	0.020	3.722	7.863	7.748	15.611
981.058	14	15.511	0.314	2.771	15.556	0.470	0.020	4.257	10.491	8.862	19.353
1108.758	16	17.530	0.315	3.141	17.778	0.470	0.020	4.811	13.550	10.015	23.565
1240.916	18	19.620	0.316	3.522	20.000	0.470	0.020	5.384	17.061	11.209	28.270
1377.534	20	21.780	0.316	3.915	22.222	0.470	0.020	5.977	21.044	12.443	33.487
2115.314	22	25.084	0.317	4.514	24.444	0.470	0.020	6.883	35.546	14.252	49.799
2295.970	24	27.226	0.317	4.903	26.667	0.470	0.020	7.471	42.090	15.469	57.559
2481.737	26	29.429	0.317	5.303	28.889	0.470	0.020	8.076	49.286	16.721	66.007
2672.613	28	31.692	0.317	5.714	31.111	0.470	0.020	8.697	57.160	18.007	75.167
2868.600	30	34.016	0.317	6.136	33.333	0.470	0.020	9.335	65.734	19.327	85.061
3069.697	32	36.401	0.318	6.568	35.556	0.470	0.020	9.989	75.032	20.682	95.714
3275.904	34	38.846	0.318	7.011	37.778	0.470	0.020	10.660	85.076	22.072	107.148
3487.221	36	41.352	0.318	7.465	40.000	0.470	0.020	11.348	95.892	23.495	119.387
3703.648	38	43.918	0.318	7.930	42.222	0.470	0.020	12.052	107.501	24.954	132.454
3925.185	40	46.546	0.318	8.405	44.444	0.470	0.020	12.773	119.927	26.446	146.374
4151.832	42	49.233	0.318	8.892	46.667	0.470	0.020	13.510	133.195	27.973	161.168
D = 0.90 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.9, Cálculos de asentamientos (D=0.30 m) , Bell

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q _a [t]	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
26.692	10	3.525	0.31745	0.636	33.33	0.47	0.02	0.968	1.83	2.003	3.838
34.857	12	1.653	0.31771	0.298	40.00	0.47	0.02	0.454	2.88	0.939	3.815
39.441	14	1.871	0.31787	0.338	46.67	0.47	0.02	0.513	3.80	1.063	4.859
45.512	16	2.159	0.31797	0.390	53.33	0.47	0.02	0.592	5.01	1.227	6.232
53.068	18	2.517	0.31804	0.455	60.00	0.47	0.02	0.691	6.57	1.430	7.997
62.111	20	2.946	0.31810	0.532	66.67	0.47	0.02	0.808	8.54	1.674	10.214
72.114	22	2.565	0.31813	0.464	73.33	0.47	0.02	0.704	10.91	1.458	12.364
77.672	24	2.763	0.31816	0.500	80.00	0.47	0.02	0.758	12.81	1.570	14.385
84.934	26	3.021	0.31818	0.546	86.67	0.47	0.02	0.829	15.18	1.717	16.898
93.899	28	3.340	0.31820	0.604	93.33	0.47	0.02	0.917	18.07	1.898	19.972
104.568	30	3.720	0.31821	0.673	100.00	0.47	0.02	1.021	21.57	2.114	23.679
116.939	32	4.160	0.31823	0.752	106.67	0.47	0.02	1.142	25.72	2.364	28.088
131.014	34	4.661	0.31824	0.843	113.33	0.47	0.02	1.279	30.62	2.648	33.271
146.793	36	5.222	0.31824	0.944	120.00	0.47	0.02	1.433	36.33	2.967	39.296
164.275	38	5.844	0.31825	1.057	126.67	0.47	0.02	1.604	42.91	3.320	46.234
183.460	40	6.526	0.31826	1.180	133.33	0.47	0.02	1.791	50.45	3.708	54.156
204.349	42	7.270	0.31826	1.315	140.00	0.47	0.02	1.995	59.00	4.130	63.132
D=0.30 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.10, Cálculos de asentamientos (D=0.50 m), Bell

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q_a [t]	D_f (m)	Δ_p [mm]	I_w	Δ_p [mm]	z/B	F_1	F_2	Δ_p [mm]	Δ_c [mm]	Δ_p [mm]	Δ_f [mm]
55.830	10	4.424	0.31594	0.794	20.00	0.47	0.02	1.215	1.38	2.514	3.895
77.837	12	2.215	0.31666	0.399	24.00	0.47	0.02	0.608	2.31	1.259	3.570
88.093	14	2.507	0.31710	0.452	28.00	0.47	0.02	0.688	3.05	1.424	4.477
100.826	16	2.869	0.31738	0.517	32.00	0.47	0.02	0.787	3.99	1.630	5.623
116.037	18	3.302	0.31757	0.596	36.00	0.47	0.02	0.906	5.17	1.876	7.045
133.724	20	3.806	0.31771	0.687	40.00	0.47	0.02	1.044	6.62	2.162	8.781
160.737	22	3.431	0.31782	0.620	44.00	0.47	0.02	0.941	8.75	1.949	10.701
173.338	24	3.700	0.31790	0.668	48.00	0.47	0.02	1.015	10.30	2.102	12.398
188.778	26	4.029	0.31796	0.728	52.00	0.47	0.02	1.106	12.15	2.289	14.436
207.057	28	4.420	0.31801	0.799	56.00	0.47	0.02	1.213	14.35	2.511	16.859
228.175	30	4.870	0.31804	0.880	60.00	0.47	0.02	1.336	16.94	2.767	19.708
252.131	32	5.382	0.31808	0.973	64.00	0.47	0.02	1.477	19.97	3.058	23.025
278.927	34	5.954	0.31810	1.076	68.00	0.47	0.02	1.634	23.47	3.383	26.853
308.561	36	6.586	0.31813	1.190	72.00	0.47	0.02	1.807	27.49	3.742	31.233
341.035	38	7.279	0.31814	1.316	76.00	0.47	0.02	1.998	32.07	4.136	36.208
376.347	40	8.033	0.31816	1.452	80.00	0.47	0.02	2.204	37.26	4.564	41.820
414.498	42	8.847	0.31817	1.599	84.00	0.47	0.02	2.428	43.08	5.027	48.111
D = 0.50 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.11, Cálculos de asentamientos (D=0.70 m), Bell

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q_a [t]	D_f (m)	Δ_p [mm]	I_w	Δ_p [mm]	z/B	F_1	F_2	Δ_p [mm]	Δ_c [mm]	Δ_p [mm]	Δ_f [mm]
94.388	10	5.343	0.31369	0.952	14.29	0.47	0.02	1.467	1.19	3.036	4.227
137.122	12	2.787	0.31509	0.499	17.14	0.47	0.02	0.765	2.08	1.584	3.661
155.144	14	3.154	0.31594	0.566	20.00	0.47	0.02	0.865	2.74	1.792	4.534
176.633	16	3.591	0.31649	0.646	22.86	0.47	0.02	0.985	3.57	2.040	5.609
201.590	18	4.098	0.31687	0.738	25.71	0.47	0.02	1.125	4.58	2.328	6.910
230.015	20	4.676	0.31714	0.843	28.57	0.47	0.02	1.283	5.81	2.657	8.465
282.505	22	4.307	0.31735	0.777	31.43	0.47	0.02	1.182	7.85	2.447	10.295
304.818	24	4.647	0.31750	0.838	34.29	0.47	0.02	1.275	9.24	2.641	11.878
331.106	26	5.048	0.31762	0.911	37.14	0.47	0.02	1.385	10.87	2.868	13.738
361.368	28	5.509	0.31771	0.995	40.00	0.47	0.02	1.512	12.78	3.130	15.906
395.604	30	6.031	0.31779	1.089	42.86	0.47	0.02	1.655	14.99	3.427	18.412
433.816	32	6.614	0.31785	1.194	45.71	0.47	0.02	1.815	17.53	3.758	21.286
476.001	34	7.257	0.31791	1.311	48.57	0.47	0.02	1.992	20.43	4.123	24.558
522.161	36	7.961	0.31795	1.438	51.43	0.47	0.02	2.185	23.74	4.523	28.259
572.296	38	8.725	0.31799	1.576	54.29	0.47	0.02	2.394	27.46	4.958	32.417
626.405	40	9.550	0.31802	1.726	57.14	0.47	0.02	2.621	31.64	5.426	37.064
684.489	42	10.436	0.31804	1.886	60.00	0.47	0.02	2.864	36.30	5.929	42.229
D = 0.70 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.12, Cálculos de asentamientos (D=0.90 m), Bell

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
142.660	10	6.280	0.311	1.109	11.111	0.470	0.020	1.725	1.090	3.568	4.658
213.153	12	3.370	0.313	0.599	13.333	0.470	0.020	0.925	1.954	1.925	3.879
241.033	14	3.811	0.314	0.681	15.556	0.470	0.020	1.046	2.578	2.177	4.755
273.371	16	4.322	0.315	0.774	17.778	0.470	0.020	1.186	3.341	2.469	5.810
310.168	18	4.904	0.316	0.880	20.000	0.470	0.020	1.346	4.264	2.802	7.066
351.424	20	5.556	0.316	0.999	22.222	0.470	0.020	1.525	5.369	3.174	8.543
438.022	22	5.194	0.317	0.935	24.444	0.470	0.020	1.425	7.361	2.951	10.312
472.717	24	5.606	0.317	1.010	26.667	0.470	0.020	1.538	8.666	3.185	11.851
512.522	26	6.078	0.317	1.095	28.889	0.470	0.020	1.668	10.179	3.453	13.632
557.437	28	6.610	0.317	1.192	31.111	0.470	0.020	1.814	11.922	3.756	15.678
607.462	30	7.203	0.317	1.299	33.333	0.470	0.020	1.977	13.920	4.093	18.013
662.598	32	7.857	0.318	1.418	35.556	0.470	0.020	2.156	16.196	4.464	20.660
722.843	34	8.572	0.318	1.547	37.778	0.470	0.020	2.352	18.772	4.870	23.643
788.198	36	9.347	0.318	1.687	40.000	0.470	0.020	2.565	21.674	5.311	26.984
858.664	38	10.182	0.318	1.838	42.222	0.470	0.020	2.794	24.923	5.785	30.709
934.239	40	11.078	0.318	2.001	44.444	0.470	0.020	3.040	28.544	6.295	34.839
1014.925	42	12.035	0.318	2.174	46.667	0.470	0.020	3.303	32.560	6.838	39.398
D = 0.90 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.13, Cálculos de asentamientos (D=0.30 m), Brinch – Hansen

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
87.414	10	11.545	0.317	2.082	33.333	0.470	0.020	3.170	6.009	6.560	12.569
137.299	12	6.512	0.318	1.176	40.000	0.470	0.020	1.787	11.326	3.700	15.027
156.300	14	7.414	0.318	1.339	46.667	0.470	0.020	2.034	15.043	4.212	19.255
176.782	16	8.385	0.318	1.515	53.333	0.470	0.020	2.301	19.445	4.764	24.209
198.746	18	9.427	0.318	1.704	60.000	0.470	0.020	2.587	24.593	5.356	29.949
222.193	20	10.539	0.318	1.905	66.667	0.470	0.020	2.892	30.549	5.988	36.538
391.180	22	13.916	0.318	2.515	73.333	0.470	0.020	3.819	59.162	7.907	67.068
423.656	24	15.071	0.318	2.724	80.000	0.470	0.020	4.136	69.898	8.563	78.461
457.832	26	16.287	0.318	2.944	86.667	0.470	0.020	4.469	81.831	9.254	91.086
493.709	28	17.563	0.318	3.175	93.333	0.470	0.020	4.820	95.032	9.979	105.011
531.289	30	18.900	0.318	3.417	100.000	0.470	0.020	5.187	109.570	10.739	120.309
570.570	32	20.298	0.318	3.670	106.667	0.470	0.020	5.570	125.516	11.533	137.049
611.554	34	21.756	0.318	3.934	113.333	0.470	0.020	5.970	142.940	12.361	155.301
654.240	36	23.274	0.318	4.208	120.000	0.470	0.020	6.387	161.912	13.224	175.136
698.628	38	24.853	0.318	4.494	126.667	0.470	0.020	6.820	182.503	14.121	196.624
744.719	40	26.493	0.318	4.791	133.333	0.470	0.020	7.270	204.783	15.053	219.836
792.514	42	28.193	0.318	5.098	140.000	0.470	0.020	7.737	228.822	16.019	244.840
D=0.30 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.14, Cálculos de asentamientos (D=0.50 m), Brinch – Hansen

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	l _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
225.606	10	17.878	0.316	3.209	20.000	0.470	0.020	4.910	5.583	10.158	15.741
364.056	12	10.361	0.317	1.864	24.000	0.470	0.020	2.843	10.812	5.887	16.699
414.404	14	11.794	0.317	2.125	28.000	0.470	0.020	3.236	14.358	6.701	21.059
467.202	16	13.296	0.317	2.398	32.000	0.470	0.020	3.649	18.500	7.555	26.055
522.459	18	14.869	0.318	2.683	36.000	0.470	0.020	4.080	23.274	8.448	31.722
580.180	20	16.512	0.318	2.981	40.000	0.470	0.020	4.531	28.717	9.382	38.098
1051.910	22	22.453	0.318	4.054	44.000	0.470	0.020	6.161	57.272	12.757	70.030
1139.312	24	24.318	0.318	4.392	48.000	0.470	0.020	6.673	67.670	13.817	81.487
1229.542	26	26.244	0.318	4.741	52.000	0.470	0.020	7.202	79.115	14.911	94.027
1322.600	28	28.231	0.318	5.101	56.000	0.470	0.020	7.747	91.649	16.040	107.690
1418.490	30	30.277	0.318	5.471	60.000	0.470	0.020	8.309	105.315	17.203	122.518
1517.213	32	32.384	0.318	5.853	64.000	0.470	0.020	8.887	120.154	18.400	138.555
1618.769	34	34.552	0.318	6.245	68.000	0.470	0.020	9.482	136.209	19.632	155.841
1723.161	36	36.780	0.318	6.648	72.000	0.470	0.020	10.093	153.522	20.898	174.420
1830.387	38	39.069	0.318	7.062	76.000	0.470	0.020	10.721	172.135	22.198	194.334
1940.450	40	41.418	0.318	7.487	80.000	0.470	0.020	11.366	192.090	23.533	215.624
2053.348	42	43.828	0.318	7.923	84.000	0.470	0.020	12.027	213.430	24.902	238.332
D = 0.50 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.15 Cálculos de asentamientos (D=0.70 m), Brinch – Hansen

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	l _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
429.305	10	24.299	0.314	4.331	14.286	0.470	0.020	6.673	5.421	13.806	19.227
701.364	12	14.258	0.315	2.552	17.143	0.470	0.020	3.912	10.627	8.101	18.728
798.051	14	16.223	0.316	2.912	20.000	0.470	0.020	4.452	14.107	9.218	23.325
898.132	16	18.257	0.316	3.283	22.857	0.470	0.020	5.010	18.145	10.374	28.518
1001.631	18	20.361	0.317	3.666	25.714	0.470	0.020	5.588	22.765	11.569	34.334
1108.562	20	22.535	0.317	4.061	28.571	0.470	0.020	6.184	27.995	12.804	40.799
2038.761	22	31.083	0.317	5.605	31.429	0.470	0.020	8.530	56.634	17.661	74.295
2207.748	24	33.660	0.317	6.072	34.286	0.470	0.020	9.237	66.903	19.125	86.028
2380.675	26	36.296	0.318	6.550	37.143	0.470	0.020	9.960	78.156	20.623	98.779
2557.551	28	38.993	0.318	7.039	40.000	0.470	0.020	10.700	90.421	22.155	112.576
2738.380	30	41.750	0.318	7.538	42.857	0.470	0.020	11.457	103.730	23.722	127.451
2923.167	32	44.567	0.318	8.049	45.714	0.470	0.020	12.230	118.111	25.322	143.433
3111.914	34	47.445	0.318	8.570	48.571	0.470	0.020	13.020	133.596	26.957	160.553
3304.624	36	50.383	0.318	9.102	51.429	0.470	0.020	13.826	150.215	28.627	178.841
3501.299	38	53.382	0.318	9.645	54.286	0.470	0.020	14.649	167.996	30.330	198.327
3701.940	40	56.441	0.318	10.198	57.143	0.470	0.020	15.488	186.972	32.069	219.041
3906.548	42	59.560	0.318	10.763	60.000	0.470	0.020	16.344	207.171	33.841	241.012
D = 0.70 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.16, Cálculos de asentamientos (D=0.90 m), Brinch – Hansen

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q _a (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
699.856	10	30.810	0.311	5.440	11.111	0.470	0.020	8.461	5.346	17.506	22.851
1151.244	12	18.202	0.313	3.237	13.333	0.470	0.020	4.995	10.552	10.399	20.951
1309.309	14	20.701	0.314	3.698	15.556	0.470	0.020	5.681	14.001	11.826	25.828
1471.672	16	23.268	0.315	4.169	17.778	0.470	0.020	6.385	17.986	13.293	31.279
1638.387	18	25.904	0.316	4.650	20.000	0.470	0.020	7.109	22.526	14.799	37.325
1809.486	20	28.610	0.316	5.143	22.222	0.470	0.020	7.851	27.643	16.344	43.987
3357.014	22	39.808	0.317	7.164	24.444	0.470	0.020	10.924	56.412	22.618	79.031
3634.273	24	43.096	0.317	7.761	26.667	0.470	0.020	11.826	66.623	24.486	91.110
3916.570	26	46.443	0.317	8.370	28.889	0.470	0.020	12.745	77.782	26.388	104.170
4203.922	28	49.851	0.317	8.988	31.111	0.470	0.020	13.680	89.911	28.324	118.235
4496.339	30	53.318	0.317	9.617	33.333	0.470	0.020	14.631	103.034	30.295	133.328
4793.829	32	56.846	0.318	10.257	35.556	0.470	0.020	15.599	117.174	32.299	149.473
5096.400	34	60.434	0.318	10.907	37.778	0.470	0.020	16.584	132.355	34.337	166.693
5404.056	36	64.082	0.318	11.568	40.000	0.470	0.020	17.585	148.601	36.410	185.011
5716.801	38	67.791	0.318	12.240	42.222	0.470	0.020	18.603	165.934	38.518	204.451
6034.639	40	71.560	0.318	12.923	44.444	0.470	0.020	19.637	184.378	40.659	225.037
6357.571	42	75.389	0.318	13.616	46.667	0.470	0.020	20.688	203.957	42.835	246.792
D = 0.90 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.17, Cálculos de asentamientos (D=0.30 m), Berezantzev

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q _a [t]	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
84.339	10	11.139	0.31745	2.009	33.33	0.47	0.02	3.059	5.80	6.329	12.127
139.381	12	6.611	0.31771	1.193	40.00	0.47	0.02	1.814	11.50	3.756	15.255
159.270	14	7.555	0.31787	1.364	46.67	0.47	0.02	2.073	15.33	4.292	19.621
180.645	16	8.569	0.31797	1.548	53.33	0.47	0.02	2.351	19.87	4.868	24.738
203.507	18	9.653	0.31804	1.744	60.00	0.47	0.02	2.649	25.18	5.485	30.667
227.855	20	10.808	0.31810	1.953	66.67	0.47	0.02	2.966	31.33	6.141	37.468
340.372	22	12.109	0.31813	2.189	73.33	0.47	0.02	3.323	51.48	6.880	58.357
369.356	24	13.140	0.31816	2.375	80.00	0.47	0.02	3.606	60.94	7.466	68.405
400.044	26	14.231	0.31818	2.573	86.67	0.47	0.02	3.905	71.50	8.086	79.589
432.435	28	15.384	0.31820	2.781	93.33	0.47	0.02	4.222	83.24	8.741	91.978
466.529	30	16.597	0.31821	3.001	100.00	0.47	0.02	4.554	96.21	9.430	105.644
502.327	32	17.870	0.31823	3.231	106.67	0.47	0.02	4.904	110.50	10.153	120.657
539.828	34	19.204	0.31824	3.472	113.33	0.47	0.02	5.270	126.18	10.911	137.087
579.032	36	20.599	0.31824	3.725	120.00	0.47	0.02	5.653	143.30	11.704	155.004
619.940	38	22.054	0.31825	3.988	126.67	0.47	0.02	6.052	161.95	12.531	174.478
662.551	40	23.570	0.31826	4.262	133.33	0.47	0.02	6.468	182.19	13.392	195.580
706.866	42	25.146	0.31826	4.547	140.00	0.47	0.02	6.901	204.09	14.288	218.380
D=0.30 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.18, Cálculos de asentamientos (D=0.50 m), Berezantzev

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q_a [t]	D_f (m)	Δ_p [mm]	I_w	Δ_p [mm]	z/B	F_1	F_2	Δ_p [mm]	Δ_c [mm]	Δ_p [mm]	Δ_f [mm]
192.538	10	15.257	0.31594	2.739	20.00	0.47	0.02	4.190	4.76	8.669	13.434
370.503	12	10.544	0.31666	1.897	24.00	0.47	0.02	2.894	11.00	5.991	16.994
423.273	14	12.046	0.31710	2.170	28.00	0.47	0.02	3.306	14.67	6.844	21.510
478.520	16	13.619	0.31738	2.456	32.00	0.47	0.02	3.737	18.95	7.738	26.686
536.244	18	15.261	0.31757	2.754	36.00	0.47	0.02	4.188	23.89	8.671	32.559
596.445	20	16.975	0.31771	3.064	40.00	0.47	0.02	4.658	29.52	9.645	39.167
905.268	22	19.323	0.31782	3.489	44.00	0.47	0.02	5.302	49.29	10.979	60.267
982.941	24	20.981	0.31790	3.790	48.00	0.47	0.02	5.757	58.38	11.921	70.303
1063.453	26	22.699	0.31796	4.101	52.00	0.47	0.02	6.229	68.43	12.897	81.325
1146.803	28	24.478	0.31801	4.423	56.00	0.47	0.02	6.717	79.47	13.908	93.376
1232.993	30	26.318	0.31804	4.756	60.00	0.47	0.02	7.222	91.54	14.953	106.496
1322.022	32	28.218	0.31808	5.100	64.00	0.47	0.02	7.744	104.70	16.033	120.730
1413.889	34	30.179	0.31810	5.455	68.00	0.47	0.02	8.282	118.97	17.147	136.117
1508.596	36	32.201	0.31813	5.820	72.00	0.47	0.02	8.836	134.41	18.296	152.702
1606.141	38	34.283	0.31814	6.197	76.00	0.47	0.02	9.408	151.05	19.479	170.525
1706.526	40	36.425	0.31816	6.585	80.00	0.47	0.02	9.996	168.93	20.696	189.630
1809.749	42	38.629	0.31817	6.983	84.00	0.47	0.02	10.600	188.11	21.948	210.058
D = 0.50 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.19, Cálculos de asentamientos (D=0.70 m), Berezantzev

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q_a [t]	D_f (m)	Δ_p [mm]	I_w	Δ_p [mm]	z/B	F_1	F_2	Δ_p [mm]	Δ_c [mm]	Δ_p [mm]	Δ_f [mm]
364.500	10	20.631	0.31369	3.677	14.29	0.47	0.02	5.666	4.60	11.722	16.325
715.300	12	14.541	0.31509	2.603	17.14	0.47	0.02	3.990	10.84	8.262	19.100
816.648	14	16.601	0.31594	2.980	20.00	0.47	0.02	4.556	14.44	9.432	23.869
921.464	16	18.732	0.31649	3.368	22.86	0.47	0.02	5.140	18.62	10.643	29.259
1029.748	18	20.933	0.31687	3.769	25.71	0.47	0.02	5.744	23.40	11.894	35.298
1141.500	20	23.205	0.31714	4.181	28.57	0.47	0.02	6.368	28.83	13.185	42.011
1740.548	22	26.537	0.31735	4.785	31.43	0.47	0.02	7.282	48.35	15.078	63.428
1890.403	24	28.821	0.31750	5.199	34.29	0.47	0.02	7.909	57.29	16.376	73.662
2044.231	26	31.167	0.31762	5.625	37.14	0.47	0.02	8.553	67.11	17.708	84.819
2202.035	28	33.573	0.31771	6.061	40.00	0.47	0.02	9.213	77.85	19.075	96.927
2363.813	30	36.039	0.31779	6.507	42.86	0.47	0.02	9.890	89.54	20.477	110.018
2529.565	32	38.566	0.31785	6.965	45.71	0.47	0.02	10.583	102.21	21.913	124.120
2699.292	34	41.154	0.31791	7.434	48.57	0.47	0.02	11.293	115.88	23.383	139.265
2872.993	36	43.802	0.31795	7.913	51.43	0.47	0.02	12.020	130.59	24.888	155.482
3050.669	38	46.511	0.31799	8.403	54.29	0.47	0.02	12.763	146.37	26.427	172.801
3232.319	40	49.281	0.31802	8.905	57.14	0.47	0.02	13.523	163.25	28.000	191.253
3417.944	42	52.111	0.31804	9.417	60.00	0.47	0.02	14.300	181.26	29.608	210.868
D = 0.70 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.20, Cálculos de asentamientos (D=0.90 m), Berezantzev

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westerward		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	l _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
592.749	10	26.095	0.311	4.607	11.111	0.470	0.020	7.166	4.528	14.827	19.354
1176.438	12	18.601	0.313	3.308	13.333	0.470	0.020	5.104	10.783	10.626	21.410
1342.062	14	21.219	0.314	3.791	15.556	0.470	0.020	5.823	14.352	12.122	26.474
1512.145	16	23.908	0.315	4.283	17.778	0.470	0.020	6.561	18.480	13.659	32.139
1686.686	18	26.668	0.316	4.787	20.000	0.470	0.020	7.318	23.190	15.235	38.425
1865.686	20	29.498	0.316	5.303	22.222	0.470	0.020	8.095	28.501	16.852	45.353
2846.214	22	33.751	0.317	6.074	24.444	0.470	0.020	9.262	47.829	19.177	67.005
3091.742	24	36.662	0.317	6.603	26.667	0.470	0.020	10.061	56.678	20.831	77.509
3342.380	26	39.635	0.317	7.143	28.889	0.470	0.020	10.876	66.379	22.520	88.898
3598.129	28	42.667	0.317	7.693	31.111	0.470	0.020	11.709	76.954	24.243	101.197
3858.987	30	45.761	0.317	8.254	33.333	0.470	0.020	12.557	88.429	26.000	114.429
4124.956	32	48.914	0.318	8.826	35.556	0.470	0.020	13.423	100.825	27.792	128.617
4396.035	34	52.129	0.318	9.408	37.778	0.470	0.020	14.305	114.166	29.619	143.785
4672.223	36	55.404	0.318	10.001	40.000	0.470	0.020	15.204	128.477	31.480	159.956
4953.522	38	58.740	0.318	10.606	42.222	0.470	0.020	16.119	143.779	33.375	177.154
5239.931	40	62.136	0.318	11.221	44.444	0.470	0.020	17.051	160.097	35.305	195.402
5531.450	42	65.593	0.318	11.847	46.667	0.470	0.020	18.000	177.454	37.269	214.723
D = 0.90 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.21, Cálculos de asentamientos (D=0.30 m), GDF – NTC, 2004

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	l _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
84.367	10	11.142	0.318	2.015	4989.184	0.470	0.020	3.060	5.800	6.331	12.131
145.973	12	6.924	0.318	1.252	8975.682	0.470	0.020	1.900	12.042	3.934	15.976
171.189	14	8.120	0.318	1.469	10524.301	0.470	0.020	2.228	16.476	4.614	21.089
196.406	16	9.316	0.318	1.685	12072.920	0.470	0.020	2.556	21.603	5.293	26.896
221.622	18	10.512	0.318	1.901	13621.539	0.470	0.020	2.885	27.424	5.973	33.396
246.838	20	11.708	0.318	2.118	15170.158	0.470	0.020	3.213	33.938	6.652	40.590
603.055	22	21.453	0.318	3.880	38642.261	0.470	0.020	5.887	91.205	12.189	103.395
660.032	24	23.480	0.318	4.247	42287.760	0.470	0.020	6.443	108.897	13.341	122.238
717.010	26	25.507	0.318	4.613	45933.259	0.470	0.020	7.000	128.156	14.493	142.649
773.987	28	27.534	0.318	4.980	49578.758	0.470	0.020	7.556	148.982	15.644	164.626
830.965	30	29.561	0.318	5.346	53224.257	0.470	0.020	8.112	171.374	16.796	188.170
887.942	32	31.588	0.318	5.713	56869.756	0.470	0.020	8.668	195.333	17.948	213.281
944.920	34	33.615	0.318	6.080	60515.255	0.470	0.020	9.225	220.859	19.099	239.958
1001.897	36	35.642	0.318	6.446	64160.754	0.470	0.020	9.781	247.951	20.251	268.203
1058.875	38	37.669	0.318	6.813	67806.253	0.470	0.020	10.337	276.611	21.403	298.014
1115.852	40	39.696	0.318	7.179	71451.752	0.470	0.020	10.893	306.837	22.554	329.391
1172.830	42	41.723	0.318	7.546	75097.251	0.470	0.020	11.449	338.630	23.706	362.336
D=0.30 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.22, Cálculos de asentamientos (D=0.50 m), GDF – NTC, 2004

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
218.402	10	17.307	0.318	3.130	2993.510	0.470	0.020	4.753	5.405	9.833	15.238
394.098	12	11.216	0.318	2.028	5385.409	0.470	0.020	3.078	11.704	6.373	18.077
462.083	14	13.151	0.318	2.378	6314.580	0.470	0.020	3.609	16.010	7.472	23.482
530.069	16	15.086	0.318	2.728	7243.752	0.470	0.020	4.140	20.989	8.571	29.561
598.054	18	17.020	0.318	3.078	8172.923	0.470	0.020	4.671	26.641	9.671	36.312
666.040	20	18.955	0.318	3.428	9102.095	0.470	0.020	5.202	32.967	10.770	43.737
1666.728	22	35.576	0.318	6.434	23185.356	0.470	0.020	9.763	90.747	20.214	110.960
1822.939	24	38.910	0.318	7.037	25372.656	0.470	0.020	10.678	108.275	22.108	130.383
1979.151	26	42.244	0.318	7.640	27559.955	0.470	0.020	11.593	127.349	24.002	151.352
2135.362	28	45.579	0.318	8.243	29747.255	0.470	0.020	12.508	147.970	25.897	173.867
2291.574	30	48.913	0.318	8.846	31934.554	0.470	0.020	13.423	170.137	27.791	197.928
2447.785	32	52.247	0.318	9.449	34121.853	0.470	0.020	14.338	193.850	29.686	223.536
2603.996	34	55.582	0.318	10.052	36309.153	0.470	0.020	15.252	219.110	31.580	250.691
2760.208	36	58.916	0.318	10.655	38496.452	0.470	0.020	16.167	245.917	33.475	279.391
2916.419	38	62.250	0.318	11.258	40683.752	0.470	0.020	17.082	274.269	35.369	309.639
3072.631	40	65.584	0.318	11.861	42871.051	0.470	0.020	17.997	304.168	37.264	341.432
3228.842	42	68.919	0.318	12.464	45058.350	0.470	0.020	18.912	335.614	39.158	374.772
D = 0.50 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.23, Cálculos de asentamientos (D=0.70 m), GDF – NTC, 2004

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
370.886	10	20.993	0.318	3.797	1832.761	0.470	0.020	5.765	4.683	11.928	16.611
666.255	12	13.544	0.318	2.450	3297.189	0.470	0.020	3.717	10.095	7.695	17.790
779.364	14	15.843	0.318	2.865	3866.070	0.470	0.020	4.348	13.777	9.002	22.779
892.474	16	18.142	0.318	3.281	4434.950	0.470	0.020	4.979	18.030	10.308	28.339
1005.584	18	20.442	0.318	3.697	5003.831	0.470	0.020	5.610	22.855	11.615	34.469
1118.693	20	22.741	0.318	4.113	5572.711	0.470	0.020	6.241	28.251	12.921	41.172
2801.354	22	42.710	0.318	7.724	14195.116	0.470	0.020	11.720	77.818	24.267	102.085
3062.683	24	46.694	0.318	8.445	15534.279	0.470	0.020	12.814	92.811	26.531	119.342
3324.013	26	50.679	0.318	9.166	16873.442	0.470	0.020	13.907	109.125	28.795	137.919
3585.342	28	54.663	0.318	9.886	18212.605	0.470	0.020	15.000	126.758	31.058	157.817
3846.671	30	58.647	0.318	10.607	19551.768	0.470	0.020	16.094	145.711	33.322	179.034
4108.001	32	62.631	0.318	11.327	20890.931	0.470	0.020	17.187	165.985	35.586	201.571
4369.330	34	66.616	0.318	12.048	22230.094	0.470	0.020	18.280	187.578	37.850	225.428
4630.659	36	70.600	0.318	12.769	23569.256	0.470	0.020	19.374	210.491	40.114	250.604
4891.989	38	74.584	0.318	13.489	24908.419	0.470	0.020	20.467	234.723	42.377	277.101
5153.318	40	78.569	0.318	14.210	26247.582	0.470	0.020	21.561	260.276	44.641	304.917
5414.648	42	82.553	0.318	14.930	27586.745	0.470	0.020	22.654	287.149	46.905	334.054
D = 0.70 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.24, Cálculos de asentamientos (D=0.90 m), GDF – NTC, 2004

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
550.046	10	24.215	0.318	4.379	1293.492	0.470	0.020	6.650	4.201	13.758	17.960
990.543	12	15.661	0.318	2.832	2327.029	0.470	0.020	4.298	9.079	8.947	18.026
1158.951	14	18.324	0.318	3.314	2728.522	0.470	0.020	5.028	12.393	10.468	22.862
1327.359	16	20.987	0.318	3.796	3130.016	0.470	0.020	5.759	16.222	11.990	28.212
1495.767	18	23.649	0.318	4.277	3531.510	0.470	0.020	6.490	20.565	13.511	34.076
1664.174	20	26.312	0.318	4.759	3933.004	0.470	0.020	7.220	25.423	14.950	40.373
4184.310	22	49.618	0.318	8.974	10018.364	0.470	0.020	13.616	70.315	28.192	98.507
4575.048	24	54.252	0.318	9.812	10963.493	0.470	0.020	14.888	83.870	30.825	114.695
4965.785	26	58.885	0.318	10.650	11908.623	0.470	0.020	16.159	98.619	33.457	132.076
5356.523	28	63.519	0.318	11.488	12853.752	0.470	0.020	17.431	114.562	36.090	150.652
5747.260	30	68.152	0.318	12.326	13798.881	0.470	0.020	18.702	131.698	38.723	170.421
6137.998	32	72.785	0.318	13.164	14744.011	0.470	0.020	19.974	150.029	41.355	191.384
6528.735	34	77.419	0.318	14.002	15689.140	0.470	0.020	21.245	169.553	43.988	213.541
6919.473	36	82.052	0.318	14.840	16634.270	0.470	0.020	22.517	190.272	46.621	236.892
7310.210	38	86.686	0.318	15.678	17579.399	0.470	0.020	23.788	212.184	49.253	261.437
7700.947	40	91.319	0.318	16.516	18524.528	0.470	0.020	25.059	235.289	51.886	287.175
8091.685	42	95.953	0.318	17.354	19469.658	0.470	0.020	26.331	259.589	54.519	314.108
D = 0.90 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

B.2. Pilas

Cuadro B.25, Cálculos de asentamientos (D=1.00 m), Prandtl - Terzaghi

ASENTAMIENTO		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q _a [t]	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
158.581	10	6.283	0.30899	1.103	10.00	0.47	0.02	1.725	0.981	3.570	4.551
229.182	12	3.261	0.31179	0.578	12.00	0.47	0.02	0.895	1.702	1.853	3.555
260.159	14	3.702	0.31350	0.659	14.00	0.47	0.02	1.016	2.253	2.103	4.357
296.091	16	4.213	0.31462	0.753	16.00	0.47	0.02	1.156	2.931	2.394	5.325
336.977	18	4.795	0.31539	0.859	18.00	0.47	0.02	1.316	3.753	2.724	6.477
382.816	20	5.447	0.31594	0.978	20.00	0.47	0.02	1.495	4.737	3.095	7.832
519.415	22	5.543	0.31635	0.996	22.00	0.47	0.02	1.521	7.070	3.150	10.220
561.302	24	5.990	0.31666	1.078	24.00	0.47	0.02	1.644	8.335	3.404	11.738
608.867	26	6.498	0.31690	1.170	26.00	0.47	0.02	1.783	9.794	3.692	13.486
662.109	28	7.066	0.31710	1.273	28.00	0.47	0.02	1.939	11.470	4.015	15.485
721.030	30	7.695	0.31725	1.387	30.00	0.47	0.02	2.112	13.383	4.372	17.755
785.628	32	8.385	0.31738	1.512	32.00	0.47	0.02	2.301	15.554	4.764	20.318
855.905	34	9.135	0.31749	1.648	34.00	0.47	0.02	2.507	18.005	5.190	23.195
931.859	36	9.945	0.31757	1.794	36.00	0.47	0.02	2.729	20.756	5.651	26.406
1013.491	38	10.816	0.31765	1.952	38.00	0.47	0.02	2.968	23.828	6.146	29.974
1100.801	40	11.748	0.31771	2.121	40.00	0.47	0.02	3.224	27.243	6.675	33.918
1193.788	42	12.741	0.31777	2.300	42.00	0.47	0.02	3.496	31.021	7.239	38.260
D=1.00 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.26, Cálculos de asentamientos (D=1.30 m), Prandtl - Terzaghi

ASENTAMIENTO		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q _a [t]	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
248.124	10	7.562	0.30283	1.301	7.69	0.46	0.03	2.062	0.908	4.297	5.205
367.549	12	4.023	0.30742	0.703	9.23	0.47	0.02	1.104	1.615	2.286	3.901
417.003	14	4.565	0.31025	0.805	10.77	0.47	0.02	1.253	2.137	2.593	4.731
472.897	16	5.176	0.31211	0.918	12.31	0.47	0.02	1.420	2.770	2.941	5.711
535.231	18	5.859	0.31339	1.043	13.85	0.47	0.02	1.608	3.527	3.329	6.856
604.006	20	6.611	0.31432	1.181	15.38	0.47	0.02	1.814	4.422	3.757	8.179
834.656	22	6.852	0.31500	1.226	16.92	0.47	0.02	1.880	6.722	3.893	10.616
902.124	24	7.406	0.31553	1.328	18.46	0.47	0.02	2.032	7.926	4.208	12.134
976.973	26	8.020	0.31594	1.440	20.00	0.47	0.02	2.201	9.299	4.557	13.856
1059.203	28	8.696	0.31626	1.563	21.54	0.47	0.02	2.386	10.858	4.941	15.798
1148.814	30	9.431	0.31653	1.696	23.08	0.47	0.02	2.588	12.617	5.359	17.976
1245.806	32	10.227	0.31674	1.841	24.62	0.47	0.02	2.807	14.595	5.811	20.406
1350.180	34	11.084	0.31692	1.996	26.15	0.47	0.02	3.042	16.806	6.298	23.104
1461.934	36	12.002	0.31707	2.162	27.69	0.47	0.02	3.293	19.268	6.819	26.087
1581.070	38	12.980	0.31720	2.339	29.23	0.47	0.02	3.562	21.995	7.375	29.370
1707.588	40	14.018	0.31730	2.527	30.77	0.47	0.02	3.847	25.006	7.965	32.971
1841.486	42	15.118	0.31740	2.726	32.31	0.47	0.02	4.149	28.315	8.590	36.904
D=1.30 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.27, Cálculos de asentamientos (D=1.60 m), Prandtl - Terzaghi

ASENTAMIENTO		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q _a [t]	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
358.121	10	8.868	0.29534	1.488	6.25	0.46	0.03	2.419	0.866	5.039	5.904
539.741	12	4.800	0.30206	0.824	7.50	0.45	0.03	1.280	1.565	2.727	4.293
611.909	14	5.442	0.30623	0.947	8.75	0.47	0.02	1.493	2.070	3.092	5.163
692.003	16	6.154	0.30899	1.080	10.00	0.47	0.02	1.689	2.676	3.497	6.173
780.024	18	6.937	0.31091	1.225	11.25	0.47	0.02	1.904	3.393	3.942	7.335
875.972	20	7.791	0.31229	1.382	12.50	0.47	0.02	2.138	4.234	4.426	8.661
1225.686	22	8.176	0.31332	1.455	13.75	0.47	0.02	2.244	6.517	4.645	11.162
1324.740	24	8.836	0.31411	1.577	15.00	0.47	0.02	2.425	7.684	5.021	12.705
1432.880	26	9.558	0.31473	1.709	16.25	0.47	0.02	2.623	9.004	5.430	14.434
1550.103	28	10.340	0.31522	1.852	17.50	0.47	0.02	2.837	10.490	5.875	16.364
1676.412	30	11.182	0.31561	2.005	18.75	0.47	0.02	3.069	12.155	6.353	18.508
1811.805	32	12.085	0.31594	2.169	20.00	0.47	0.02	3.316	14.012	6.867	20.879
1956.282	34	13.049	0.31621	2.344	21.25	0.47	0.02	3.581	16.075	7.414	23.489
2109.844	36	14.073	0.31643	2.530	22.50	0.47	0.02	3.862	18.357	7.996	26.353
2272.491	38	15.158	0.31662	2.727	23.75	0.47	0.02	4.160	20.870	8.613	29.483
2444.222	40	16.304	0.31679	2.935	25.00	0.47	0.02	4.474	23.629	9.263	32.892
2625.038	42	17.510	0.31693	3.153	26.25	0.47	0.02	4.805	26.646	9.949	36.594
D=1.60 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.28, Cálculos de asentamientos (D=1.90), Prandtl - Terzaghi

ASENTAMIENTO		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q _a [t]	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
489.182	10	10.201	0.28671	1.662	5.26	0.44	0.03	2.666	0.838	5.796	6.634
746.710	12	5.592	0.29579	0.940	6.32	0.46	0.02	1.503	1.536	3.195	4.731
845.830	14	6.335	0.30150	1.085	7.37	0.47	0.02	1.738	2.029	3.619	5.648
954.364	16	7.148	0.30530	1.240	8.42	0.47	0.02	1.961	2.617	4.083	6.700
1072.310	18	8.031	0.30796	1.405	9.47	0.47	0.02	2.204	3.308	4.588	7.896
1199.670	20	8.985	0.30988	1.582	10.53	0.47	0.02	2.466	4.112	5.133	9.245
1693.746	22	9.514	0.31132	1.683	11.58	0.47	0.02	2.611	6.386	5.406	11.792
1830.395	24	10.281	0.31242	1.825	12.63	0.47	0.02	2.821	7.529	5.842	13.371
1977.831	26	11.110	0.31328	1.977	13.68	0.47	0.02	3.049	8.813	6.312	15.126
2136.055	28	11.998	0.31396	2.140	14.74	0.47	0.02	3.293	10.251	6.817	17.068
2305.068	30	12.948	0.31452	2.314	15.79	0.47	0.02	3.553	11.852	7.357	19.208
2484.868	32	13.958	0.31497	2.498	16.84	0.47	0.02	3.830	13.628	7.930	21.558
2675.456	34	15.028	0.31535	2.693	17.89	0.47	0.02	4.124	15.590	8.539	24.129
2876.832	36	16.159	0.31567	2.898	18.95	0.47	0.02	4.434	17.750	9.181	26.931
3088.996	38	17.351	0.31594	3.115	20.00	0.47	0.02	4.761	20.118	9.859	29.976
3311.948	40	18.603	0.31617	3.342	21.05	0.47	0.02	5.105	22.705	10.570	33.275
3545.687	42	19.916	0.31637	3.580	22.11	0.47	0.02	5.465	25.523	11.316	36.839
D = 1.90 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.29, Cálculos de asentamientos (D=1.00 m), Meyerhof

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q _a (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
649.185	10	25.721	0.309	4.516	10.000	0.470	0.020	7.064	4.017	14.614	18.631
1052.551	12	14.978	0.312	2.653	12.000	0.470	0.020	4.110	7.815	8.510	16.325
1203.875	14	17.131	0.313	3.051	14.000	0.470	0.020	4.701	10.428	9.733	20.161
1360.153	16	19.355	0.315	3.460	16.000	0.470	0.020	5.311	13.465	10.997	24.462
1521.385	18	21.649	0.315	3.879	18.000	0.470	0.020	5.941	16.943	12.301	29.244
1687.571	20	24.014	0.316	4.311	20.000	0.470	0.020	6.590	20.882	13.644	34.526
2598.095	22	27.728	0.316	4.984	22.000	0.470	0.020	7.609	35.364	15.754	51.118
2820.181	24	30.098	0.317	5.415	24.000	0.470	0.020	8.259	41.877	17.101	58.978
3047.946	26	32.529	0.317	5.857	26.000	0.470	0.020	8.926	49.030	18.482	67.512
3281.388	28	35.020	0.317	6.310	28.000	0.470	0.020	9.610	56.846	19.898	76.744
3520.508	30	37.572	0.317	6.773	30.000	0.470	0.020	10.310	65.345	21.348	86.692
3765.306	32	40.185	0.317	7.246	32.000	0.470	0.020	11.027	74.548	22.832	97.380
4015.781	34	42.858	0.317	7.731	34.000	0.470	0.020	11.761	84.476	24.351	108.827
4271.935	36	45.592	0.318	8.227	36.000	0.470	0.020	12.511	95.150	25.904	121.055
4533.766	38	48.386	0.318	8.733	38.000	0.470	0.020	13.278	106.592	27.492	134.084
4801.276	40	51.241	0.318	9.250	40.000	0.470	0.020	14.061	118.823	29.114	147.937
5074.463	42	54.156	0.318	9.778	42.000	0.470	0.020	14.861	131.863	30.771	162.634
D=1.00 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.30, Cálculos de asentamientos (D=1.30 m), Meyerhof

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
1075.335	10	32.774	0.303	5.639	7.692	0.460	0.030	8.938	3.937	18.621	22.558
1756.059	12	19.222	0.307	3.358	9.231	0.470	0.020	5.275	7.715	10.921	18.636
2008.898	14	21.989	0.310	3.876	10.769	0.470	0.020	6.034	10.296	12.494	22.790
2268.177	16	24.827	0.312	4.403	12.308	0.470	0.020	6.813	13.286	14.107	27.392
2533.896	18	27.736	0.313	4.939	13.846	0.470	0.020	7.611	16.698	15.759	32.457
2806.056	20	30.715	0.314	5.485	15.385	0.470	0.020	8.429	20.546	17.452	37.998
4343.735	22	35.660	0.315	6.382	16.923	0.470	0.020	9.786	34.985	20.261	55.246
4715.739	24	38.714	0.316	6.941	18.462	0.470	0.020	10.624	41.434	21.997	63.431
5095.125	26	41.828	0.316	7.509	20.000	0.470	0.020	11.478	48.498	23.766	72.264
5481.892	28	45.004	0.316	8.087	21.538	0.470	0.020	12.350	56.193	25.570	81.764
5876.040	30	48.239	0.317	8.676	23.077	0.470	0.020	13.238	64.536	27.409	91.945
6277.570	32	51.536	0.317	9.275	24.615	0.470	0.020	14.142	73.542	29.282	102.824
6686.480	34	54.893	0.317	9.884	26.154	0.470	0.020	15.063	83.229	31.189	114.418
7102.772	36	58.310	0.317	10.505	27.692	0.470	0.020	16.001	93.611	33.131	126.742
7526.445	38	61.788	0.317	11.136	29.231	0.470	0.020	16.956	104.706	35.107	139.813
7957.499	40	65.327	0.317	11.778	30.769	0.470	0.020	17.927	116.529	37.118	153.646
8395.934	42	68.926	0.317	12.430	32.308	0.470	0.020	18.915	129.097	39.163	168.259
D=1.30 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.31, Cálculos de asentamientos (D=1.60 m), Meyerhof

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
1608.283	10	39.826	0.295	6.683	6.250	0.460	0.030	10.862	3.887	22.629	26.515
2637.781	12	23.459	0.302	4.026	7.500	0.450	0.030	6.258	7.650	13.329	20.979
3015.806	14	26.821	0.306	4.667	8.750	0.470	0.020	7.360	10.204	15.239	25.444
3400.272	16	30.241	0.309	5.309	10.000	0.470	0.020	8.299	13.149	17.182	30.331
3791.178	18	33.717	0.311	5.956	11.250	0.470	0.020	9.253	16.493	19.158	35.650
4188.524	20	37.251	0.312	6.610	12.500	0.470	0.020	10.222	20.246	21.165	41.411
6515.889	22	43.462	0.313	7.737	13.750	0.470	0.020	11.927	34.645	24.695	59.339
7073.699	24	47.183	0.314	8.421	15.000	0.470	0.020	12.948	41.030	26.809	67.839
7638.890	26	50.953	0.315	9.112	16.250	0.470	0.020	13.982	48.001	28.951	76.951
8211.463	28	54.772	0.315	9.810	17.500	0.470	0.020	15.030	55.568	31.121	86.688
8791.416	30	58.641	0.316	10.516	18.750	0.470	0.020	16.092	63.742	33.319	97.060
9378.751	32	62.558	0.316	11.230	20.000	0.470	0.020	17.167	72.533	35.545	108.078
9973.467	34	66.525	0.316	11.952	21.250	0.470	0.020	18.256	81.954	37.798	119.752
10575.565	36	70.541	0.316	12.683	22.500	0.470	0.020	19.358	92.013	40.080	132.093
11185.043	38	74.607	0.317	13.422	23.750	0.470	0.020	20.473	102.722	42.390	145.112
11801.903	40	78.721	0.317	14.169	25.000	0.470	0.020	21.602	114.092	44.728	158.820
12426.144	42	82.885	0.317	14.925	26.250	0.470	0.020	22.745	126.133	47.094	173.227
D=1.60 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.32, Cálculos de asentamientos (D=1.90 m), Meyerhof

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
2248.029	10	46.879	0.28671	7.637	5.26	0.44	0.03	12.252	3.853	26.636	30.488
3698.461	12	27.699	0.29579	4.655	6.32	0.46	0.02	7.444	7.606	15.824	23.431
4227.573	14	31.662	0.30150	5.424	7.37	0.47	0.02	8.689	10.144	18.088	28.232
4763.126	16	35.673	0.30530	6.188	8.42	0.47	0.02	9.789	13.061	20.380	33.441
5305.119	18	39.732	0.30796	6.952	9.47	0.47	0.02	10.903	16.366	22.698	39.065
5853.552	20	43.839	0.30988	7.719	10.53	0.47	0.02	12.030	20.064	25.045	45.109
9133.986	22	51.306	0.31132	9.075	11.58	0.47	0.02	14.079	34.440	29.151	63.591
9916.044	24	55.699	0.31242	9.887	12.63	0.47	0.02	15.285	40.787	31.647	72.434
10705.484	26	60.133	0.31328	10.704	13.68	0.47	0.02	16.501	47.704	34.166	81.871
11502.304	28	64.609	0.31396	11.525	14.74	0.47	0.02	17.730	55.197	36.710	91.907
12306.506	30	69.126	0.31452	12.353	15.79	0.47	0.02	18.969	63.275	39.276	102.551
13118.089	32	73.685	0.31497	13.187	16.84	0.47	0.02	20.220	71.944	41.866	113.811
13937.054	34	78.285	0.31535	14.027	17.89	0.47	0.02	21.483	81.213	44.480	125.693
14763.399	36	82.926	0.31567	14.873	18.95	0.47	0.02	22.756	91.089	47.117	138.206
15597.126	38	87.610	0.31594	15.727	20.00	0.47	0.02	24.041	101.579	49.778	151.357
16438.234	40	92.334	0.31617	16.587	21.05	0.47	0.02	25.338	112.692	52.463	165.154
17286.723	42	97.100	0.31637	17.454	22.11	0.47	0.02	26.646	124.434	55.170	179.604
D = 1.90 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.33, Cálculos de asentamientos (D=1.00 m), Bell

ASENTAMIENTO		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q _a [t]	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
170.531	10	6.757	0.30899	1.186	10.00	0.47	0.02	1.856	1.055	3.839	4.894
257.585	12	3.665	0.31179	0.649	12.00	0.47	0.02	1.006	1.912	2.083	3.995
291.179	14	4.143	0.31350	0.738	14.00	0.47	0.02	1.137	2.522	2.354	4.876
329.726	16	4.692	0.31462	0.839	16.00	0.47	0.02	1.288	3.264	2.666	5.930
373.228	18	5.311	0.31539	0.952	18.00	0.47	0.02	1.457	4.157	3.018	7.174
421.684	20	6.000	0.31594	1.077	20.00	0.47	0.02	1.647	5.218	3.409	8.627
528.626	22	5.642	0.31635	1.014	22.00	0.47	0.02	1.548	7.195	3.206	10.401
570.513	24	6.089	0.31666	1.095	24.00	0.47	0.02	1.671	8.471	3.459	11.931
618.078	26	6.596	0.31690	1.188	26.00	0.47	0.02	1.810	9.943	3.748	13.691
671.321	28	7.165	0.31710	1.291	28.00	0.47	0.02	1.966	11.630	4.071	15.701
730.241	30	7.793	0.31725	1.405	30.00	0.47	0.02	2.139	13.554	4.428	17.982
794.840	32	8.483	0.31738	1.530	32.00	0.47	0.02	2.328	15.737	4.820	20.556
865.116	34	9.233	0.31749	1.666	34.00	0.47	0.02	2.534	18.199	5.246	23.444
941.070	36	10.043	0.31757	1.812	36.00	0.47	0.02	2.756	20.961	5.706	26.667
1022.702	38	10.915	0.31765	1.970	38.00	0.47	0.02	2.995	24.045	6.201	30.246
1110.012	40	11.846	0.31771	2.139	40.00	0.47	0.02	3.251	27.471	6.731	34.202
1203.000	42	12.839	0.31777	2.318	42.00	0.47	0.02	3.523	31.261	7.295	38.555
D=1.00 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.34, Cálculos de asentamientos (D=1.30 m), Bell

ASENTAMIENTO		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q_a [t]	D_f (m)	Δ_p [mm]	I_w	Δ_p [mm]	z/B	F_1	F_2	Δ_p [mm]	Δ_c [mm]	Δ_p [mm]	Δ_T [mm]
269.528	10	8.215	0.30283	1.413	7.69	0.46	0.03	2.240	0.987	4.667	5.654
417.209	12	4.567	0.30742	0.798	9.23	0.47	0.02	1.253	1.833	2.595	4.428
471.083	14	5.156	0.31025	0.909	10.77	0.47	0.02	1.415	2.414	2.930	5.344
531.399	16	5.817	0.31211	1.031	12.31	0.47	0.02	1.596	3.113	3.305	6.418
598.154	18	6.547	0.31339	1.166	13.85	0.47	0.02	1.797	3.942	3.720	7.662
671.351	20	7.349	0.31432	1.312	15.38	0.47	0.02	2.017	4.916	4.175	9.091
852.728	22	7.000	0.31500	1.253	16.92	0.47	0.02	1.921	6.868	3.978	10.846
920.195	24	7.554	0.31553	1.354	18.46	0.47	0.02	2.073	8.085	4.292	12.377
995.044	26	8.169	0.31594	1.466	20.00	0.47	0.02	2.242	9.471	4.641	14.113
1077.274	28	8.844	0.31626	1.589	21.54	0.47	0.02	2.427	11.043	5.025	16.068
1166.885	30	9.580	0.31653	1.723	23.08	0.47	0.02	2.629	12.816	5.443	18.259
1263.877	32	10.376	0.31674	1.867	24.62	0.47	0.02	2.847	14.806	5.895	20.702
1368.251	34	11.233	0.31692	2.023	26.15	0.47	0.02	3.082	17.031	6.382	23.413
1480.006	36	12.150	0.31707	2.189	27.69	0.47	0.02	3.334	19.506	6.903	26.409
1599.142	38	13.128	0.31720	2.366	29.23	0.47	0.02	3.603	22.247	7.459	29.706
1725.659	40	14.167	0.31730	2.554	30.77	0.47	0.02	3.888	25.270	8.049	33.320
1859.557	42	15.266	0.31740	2.753	32.31	0.47	0.02	4.189	28.593	8.674	37.267
D=1.30 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.35, Cálculos de asentamientos (D=1.60 m), Bell

ASENTAMIENTO		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q_a [t]	D_f (m)	Δ_p [mm]	I_w	Δ_p [mm]	z/B	F_1	F_2	Δ_p [mm]	Δ_c [mm]	Δ_p [mm]	Δ_T [mm]
392.375	10	9.716	0.29534	1.630	6.25	0.46	0.03	2.650	0.948	5.521	6.469
617.476	12	5.492	0.30206	0.942	7.50	0.45	0.03	1.465	1.791	3.120	4.911
696.341	14	6.193	0.30623	1.078	8.75	0.47	0.02	1.699	2.356	3.519	5.875
783.133	16	6.965	0.30899	1.223	10.00	0.47	0.02	1.911	3.028	3.957	6.986
877.852	18	7.807	0.31091	1.379	11.25	0.47	0.02	2.142	3.819	4.436	8.255
980.497	20	8.720	0.31229	1.547	12.50	0.47	0.02	2.393	4.739	4.955	9.694
1256.853	22	8.383	0.31332	1.492	13.75	0.47	0.02	2.301	6.683	4.763	11.446
1355.907	24	9.044	0.31411	1.614	15.00	0.47	0.02	2.482	7.865	5.139	13.003
1464.047	26	9.766	0.31473	1.746	16.25	0.47	0.02	2.680	9.200	5.549	14.748
1581.271	28	10.547	0.31522	1.889	17.50	0.47	0.02	2.894	10.701	5.993	16.693
1707.579	30	11.390	0.31561	2.043	18.75	0.47	0.02	3.126	12.381	6.472	18.852
1842.972	32	12.293	0.31594	2.207	20.00	0.47	0.02	3.373	14.253	6.985	21.238
1987.449	34	13.257	0.31621	2.382	21.25	0.47	0.02	3.638	16.331	7.532	23.863
2141.011	36	14.281	0.31643	2.568	22.50	0.47	0.02	3.919	18.628	8.114	26.742
2303.658	38	15.366	0.31662	2.764	23.75	0.47	0.02	4.217	21.157	8.731	29.887
2475.389	40	16.511	0.31679	2.972	25.00	0.47	0.02	4.531	23.930	9.381	33.312
2656.205	42	17.717	0.31693	3.190	26.25	0.47	0.02	4.862	26.962	10.067	37.029
D=1.60 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.36, Cálculos de asentamientos (D=1.90 m), Bell

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
540.067	10	11.262	0.287	1.835	5.263	0.440	0.030	2.944	0.926	6.399	7.325
859.870	12	6.440	0.296	1.082	6.316	0.460	0.020	1.731	1.768	3.679	5.447
968.435	14	7.253	0.301	1.242	7.368	0.470	0.020	1.990	2.324	4.144	6.467
1086.413	16	8.137	0.305	1.411	8.421	0.470	0.020	2.233	2.979	4.648	7.627
1213.804	18	9.091	0.308	1.591	9.474	0.470	0.020	2.495	3.745	5.193	8.938
1350.608	20	10.115	0.310	1.781	10.526	0.470	0.020	2.776	4.630	5.779	10.408
1743.045	22	9.791	0.311	1.732	11.579	0.470	0.020	2.687	6.572	5.563	12.135
1879.694	24	10.558	0.312	1.874	12.632	0.470	0.020	2.897	7.732	5.999	13.731
2027.130	26	11.386	0.313	2.027	13.684	0.470	0.020	3.125	9.033	6.470	15.503
2185.355	28	12.275	0.314	2.190	14.737	0.470	0.020	3.369	10.487	6.975	17.462
2354.367	30	13.225	0.315	2.363	15.789	0.470	0.020	3.629	12.105	7.514	19.619
2534.167	32	14.234	0.315	2.547	16.842	0.470	0.020	3.906	13.898	8.088	21.986
2724.755	34	15.305	0.315	2.742	17.895	0.470	0.020	4.200	15.878	8.696	24.574
2926.131	36	16.436	0.316	2.948	18.947	0.470	0.020	4.510	18.054	9.339	27.393
3138.295	38	17.628	0.316	3.164	20.000	0.470	0.020	4.837	20.439	10.016	30.455
3361.247	40	18.880	0.316	3.392	21.053	0.470	0.020	5.181	23.043	10.727	33.770
3594.987	42	20.193	0.316	3.630	22.105	0.470	0.020	5.541	25.878	11.473	37.351
D = 1.90 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.37, Cálculos de asentamientos (D=1.00 m), Brinch - Hansen

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
860.618	10	34.099	0.309	5.987	10.000	0.470	0.020	9.364	5.325	19.374	24.699
1419.030	12	20.193	0.312	3.577	12.000	0.470	0.020	5.541	10.536	11.473	22.009
1613.436	14	22.959	0.313	4.090	14.000	0.470	0.020	6.300	13.975	13.045	27.020
1812.576	16	25.793	0.315	4.611	16.000	0.470	0.020	7.078	17.943	14.655	32.598
2016.523	18	28.695	0.315	5.142	18.000	0.470	0.020	7.874	22.457	16.304	38.761
2225.320	20	31.666	0.316	5.684	20.000	0.470	0.020	8.690	27.536	17.992	45.528
4142.063	22	44.206	0.316	7.946	22.000	0.470	0.020	12.131	56.380	25.117	81.497
4483.477	24	47.849	0.317	8.609	24.000	0.470	0.020	13.131	66.575	27.187	93.762
4830.470	26	51.552	0.317	9.282	26.000	0.470	0.020	14.147	77.704	29.291	106.996
5183.064	28	55.316	0.317	9.966	28.000	0.470	0.020	15.179	89.790	31.429	121.219
5541.274	30	59.138	0.317	10.660	30.000	0.470	0.020	16.229	102.852	33.601	136.454
5905.112	32	63.021	0.317	11.365	32.000	0.470	0.020	17.294	116.913	35.808	152.720
6274.587	34	66.965	0.317	12.080	34.000	0.470	0.020	18.376	131.992	38.048	170.040
6649.706	36	70.968	0.318	12.805	36.000	0.470	0.020	19.475	148.111	40.323	188.434
7030.473	38	75.032	0.318	13.542	38.000	0.470	0.020	20.590	165.292	42.632	207.924
7416.894	40	79.156	0.318	14.289	40.000	0.470	0.020	21.722	183.555	44.975	228.530
7808.971	42	83.340	0.318	15.047	42.000	0.470	0.020	22.870	202.921	47.352	250.273
D=1.00 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.38, Cálculos de asentamientos (D=1.30 m), Brinch - Hansen

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	l _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _r [mm]
1446.844	10	44.097	0.303	7.587	7.692	0.460	0.030	12.026	5.297	25.055	30.352
2396.776	12	26.235	0.307	4.583	9.231	0.470	0.020	7.199	10.529	14.906	25.436
2722.895	14	29.805	0.310	5.254	10.769	0.470	0.020	8.179	13.956	16.935	30.890
3054.961	16	33.440	0.312	5.930	12.308	0.470	0.020	9.176	17.895	19.000	36.894
3393.139	18	37.141	0.313	6.614	13.846	0.470	0.020	10.192	22.360	21.103	43.463
3737.528	20	40.911	0.314	7.306	15.385	0.470	0.020	11.227	27.366	23.245	50.611
7008.803	22	57.539	0.315	10.298	16.923	0.470	0.020	15.790	56.450	32.693	89.142
7582.806	24	62.251	0.316	11.160	18.462	0.470	0.020	17.083	66.625	35.370	101.995
8163.970	26	67.022	0.316	12.031	20.000	0.470	0.020	18.392	77.709	38.081	115.790
8752.345	28	71.852	0.316	12.911	21.538	0.470	0.020	19.717	89.718	40.825	130.543
9347.964	30	76.742	0.317	13.802	23.077	0.470	0.020	21.059	102.668	43.603	146.271
9950.854	32	81.692	0.317	14.702	24.615	0.470	0.020	22.418	116.575	46.416	162.991
10561.033	34	86.701	0.317	15.612	26.154	0.470	0.020	23.792	131.456	49.262	180.718
11178.517	36	91.770	0.317	16.533	27.692	0.470	0.020	25.183	147.327	52.142	199.469
11803.319	38	96.899	0.317	17.464	29.231	0.470	0.020	26.591	164.204	55.056	219.261
12435.448	40	102.089	0.317	18.405	30.769	0.470	0.020	28.015	182.103	58.005	240.108
13074.911	42	107.339	0.317	19.357	32.308	0.470	0.020	29.455	201.041	60.988	262.029
D=1.30 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.39, Cálculos de asentamientos (D=1.60 m), Brinch - Hansen

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	l _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _r [mm]
2192.427	10	54.291	0.295	9.110	6.250	0.460	0.030	14.807	5.299	30.847	36.146
3641.336	12	32.385	0.302	5.558	7.500	0.450	0.030	8.638	10.561	18.400	28.961
4133.332	14	36.760	0.306	6.396	8.750	0.470	0.020	10.088	13.985	20.887	34.872
4632.318	16	41.198	0.309	7.233	10.000	0.470	0.020	11.305	17.913	23.408	41.321
5138.609	18	45.701	0.311	8.073	11.250	0.470	0.020	12.541	22.354	25.966	48.321
5652.393	20	50.270	0.312	8.920	12.500	0.470	0.020	13.795	27.322	28.563	55.884
10656.715	22	71.083	0.313	12.655	13.750	0.470	0.020	19.506	56.662	40.388	97.050
11523.587	24	76.865	0.314	13.718	15.000	0.470	0.020	21.093	66.841	43.673	110.514
12399.130	26	82.705	0.315	14.790	16.250	0.470	0.020	22.696	77.913	46.991	124.904
13283.433	28	88.603	0.315	15.869	17.500	0.470	0.020	24.314	89.890	50.343	140.233
14176.562	30	94.561	0.316	16.957	18.750	0.470	0.020	25.949	102.786	53.728	156.514
15078.566	32	100.577	0.316	18.055	20.000	0.470	0.020	27.600	116.615	57.146	173.761
15989.482	34	106.653	0.316	19.162	21.250	0.470	0.020	29.267	131.388	60.599	191.987
16909.340	36	112.789	0.316	20.279	22.500	0.470	0.020	30.951	147.120	64.085	211.205
17838.161	38	118.984	0.317	21.405	23.750	0.470	0.020	32.651	163.824	67.605	231.429
18775.965	40	125.240	0.317	22.542	25.000	0.470	0.020	34.368	181.512	71.159	252.671
19722.766	42	131.555	0.317	23.690	26.250	0.470	0.020	36.101	200.198	74.747	274.946
D=1.60 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.40, Cálculos de asentamientos (D=1.90 m), Brinch - Hansen

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	l _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
653.806	1	13.634	0.014	0.105	0.526	0.020	0.070	0.516	0.112	7.747	7.859
1774.125	5	36.996	0.218	4.573	2.632	0.330	0.050	7.637	1.520	21.021	22.541
3101.740	10	64.681	0.287	10.537	5.263	0.440	0.030	16.905	5.316	36.751	42.067
5159.363	12	38.640	0.296	6.494	6.316	0.460	0.020	10.384	10.611	22.075	32.686
5851.594	14	43.825	0.301	7.507	7.368	0.470	0.020	12.026	14.040	25.037	39.077
6551.635	16	49.068	0.305	8.512	8.421	0.470	0.020	13.465	17.966	28.032	45.998
7260.026	18	54.373	0.308	9.514	9.474	0.470	0.020	14.921	22.397	31.063	53.460
7977.090	20	59.743	0.310	10.519	10.526	0.470	0.020	16.395	27.343	34.131	61.474
15103.465	22	84.837	0.311	15.006	11.579	0.470	0.020	23.281	56.948	48.203	105.150
16323.617	24	91.690	0.312	16.276	12.632	0.470	0.020	25.161	67.143	52.097	119.240
17553.852	26	98.600	0.313	17.551	13.684	0.470	0.020	27.058	78.221	56.023	134.244
18794.322	28	105.568	0.314	18.832	14.737	0.470	0.020	28.970	90.191	59.982	150.172
20045.141	30	112.594	0.315	20.121	15.789	0.470	0.020	30.898	103.064	63.974	167.038
21306.391	32	119.679	0.315	21.418	16.842	0.470	0.020	32.842	116.852	67.999	184.851
22578.137	34	126.822	0.315	22.724	17.895	0.470	0.020	34.802	131.566	72.058	203.624
23860.427	36	134.025	0.316	24.038	18.947	0.470	0.020	36.779	147.217	76.150	223.367
25153.300	38	141.287	0.316	25.362	20.000	0.470	0.020	38.771	163.815	80.277	244.092
26456.788	40	148.609	0.316	26.696	21.053	0.470	0.020	40.781	181.373	84.437	265.810
27770.916	42	155.990	0.316	28.040	22.105	0.470	0.020	42.806	199.901	88.631	288.532
D = 1.90 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.41, Cálculos de asentamientos (D=1.00 m), Berezantzev

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	l _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
827.357	10	32.781	0.309	5.755	10.000	0.470	0.020	9.002	5.119	18.625	23.744
1451.470	12	20.654	0.312	3.659	12.000	0.470	0.020	5.668	10.776	11.735	22.512
1655.118	14	23.552	0.313	4.195	14.000	0.470	0.020	6.463	14.336	13.382	27.718
1863.721	16	26.520	0.315	4.741	16.000	0.470	0.020	7.278	18.449	15.068	33.518
2077.277	18	29.559	0.315	5.297	18.000	0.470	0.020	8.112	23.134	16.795	39.929
2295.788	20	32.669	0.316	5.864	20.000	0.470	0.020	8.965	28.408	18.562	46.970
3500.441	22	37.358	0.316	6.715	22.000	0.470	0.020	10.252	47.646	21.226	68.872
3802.616	24	40.583	0.317	7.302	24.000	0.470	0.020	11.137	56.465	23.058	79.523
4110.469	26	43.868	0.317	7.899	26.000	0.470	0.020	12.038	66.122	24.925	91.048
4424.000	28	47.214	0.317	8.507	28.000	0.470	0.020	12.956	76.640	26.826	103.467
4743.208	30	50.621	0.317	9.125	30.000	0.470	0.020	13.891	88.039	28.762	116.801
5068.095	32	54.089	0.317	9.754	32.000	0.470	0.020	14.843	100.341	30.732	131.073
5398.659	34	57.616	0.317	10.393	34.000	0.470	0.020	15.811	113.566	32.737	146.303
5734.901	36	61.205	0.318	11.044	36.000	0.470	0.020	16.796	127.736	34.776	162.511
6076.821	38	64.854	0.318	11.705	38.000	0.470	0.020	17.797	142.871	36.849	179.720
6424.419	40	68.564	0.318	12.377	40.000	0.470	0.020	18.815	158.993	38.957	197.949
6777.695	42	72.334	0.318	13.060	42.000	0.470	0.020	19.850	176.122	41.099	217.221
D=1.00 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.42, Cálculos de asentamientos (D=1.30 m), Berezantzev

ASENTAMIENTO		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q _a [t]	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
1223.531	10	37.290	0.30283	6.416	7.69	0.46	0.03	10.170	4.479	21.188	25.667
2458.418	12	26.910	0.30742	4.700	9.23	0.47	0.02	7.385	10.800	15.290	26.090
2799.685	14	30.645	0.31025	5.402	10.77	0.47	0.02	8.410	14.349	17.412	31.762
3147.393	16	34.451	0.31211	6.109	12.31	0.47	0.02	9.454	18.436	19.575	38.011
3501.541	18	38.328	0.31339	6.825	13.85	0.47	0.02	10.518	23.074	21.777	44.852
3862.129	20	42.275	0.31432	7.550	15.38	0.47	0.02	11.601	28.278	24.020	52.298
5868.699	22	48.179	0.31500	8.623	16.92	0.47	0.02	13.221	47.267	27.374	74.642
6376.054	24	52.344	0.31553	9.384	18.46	0.47	0.02	14.364	56.022	29.741	85.763
6890.789	26	56.570	0.31594	10.155	20.00	0.47	0.02	15.524	65.590	32.142	97.732
7412.906	28	60.856	0.31626	10.936	21.54	0.47	0.02	16.700	75.988	34.577	110.565
7942.404	30	65.203	0.31653	11.726	23.08	0.47	0.02	17.893	87.231	37.047	124.278
8479.283	32	69.611	0.31674	12.528	24.62	0.47	0.02	19.102	99.336	39.552	138.887
9023.543	34	74.079	0.31692	13.339	26.15	0.47	0.02	20.328	112.319	42.090	154.409
9575.185	36	78.608	0.31707	14.161	27.69	0.47	0.02	21.571	126.196	44.663	170.860
10134.207	38	83.197	0.31720	14.994	29.23	0.47	0.02	22.831	140.984	47.271	188.255
10700.611	40	87.847	0.31730	15.838	30.77	0.47	0.02	24.107	156.699	49.913	206.612
11274.397	42	92.557	0.31740	16.692	32.31	0.47	0.02	25.399	173.356	52.589	225.945
D=1.30 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.43, Cálculos de asentamientos (D=1.60 m), Berezantzev

ASENTAMIENTO		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Q _a [t]	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
1854.451	10	45.922	0.29534	7.706	6.25	0.46	0.03	12.524	4.482	26.092	30.574
3745.150	12	33.308	0.30206	5.716	7.50	0.45	0.03	8.885	10.862	18.925	29.787
4259.355	14	37.881	0.30623	6.591	8.75	0.47	0.02	10.395	14.412	21.523	35.935
4781.487	16	42.525	0.30899	7.466	10.00	0.47	0.02	11.669	18.490	24.162	42.651
5311.546	18	47.239	0.31091	8.345	11.25	0.47	0.02	12.963	23.107	26.840	49.947
5849.531	20	52.024	0.31229	9.231	12.50	0.47	0.02	14.276	28.274	29.559	57.833
8845.324	22	59.000	0.31332	10.504	13.75	0.47	0.02	16.191	47.031	33.523	80.553
9610.716	24	64.106	0.31411	11.441	15.00	0.47	0.02	17.592	55.746	36.424	92.169
10385.192	26	69.272	0.31473	12.387	16.25	0.47	0.02	19.009	65.258	39.359	104.616
11168.754	28	74.498	0.31522	13.343	17.50	0.47	0.02	20.443	75.580	42.328	117.908
11961.399	30	79.785	0.31561	14.308	18.75	0.47	0.02	21.894	86.725	45.332	132.058
12763.130	32	85.133	0.31594	15.282	20.00	0.47	0.02	23.362	98.708	48.371	147.079
13573.944	34	90.541	0.31621	16.267	21.25	0.47	0.02	24.846	111.539	51.444	162.983
14393.844	36	96.010	0.31643	17.262	22.50	0.47	0.02	26.347	125.234	54.551	179.785
15222.828	38	101.540	0.31662	18.267	23.75	0.47	0.02	27.864	139.805	57.693	197.498
16060.896	40	107.130	0.31679	19.283	25.00	0.47	0.02	29.398	155.265	60.869	216.134
16908.049	42	112.780	0.31693	20.309	26.25	0.47	0.02	30.949	171.627	64.080	235.707
D=1.60 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.44, Cálculos de asentamientos (D=1.90 m), Berezantzev

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
2625.738	10	54.755	0.287	8.920	5.263	0.440	0.030	14.311	4.500	31.111	35.611
5320.672	12	39.848	0.296	6.697	6.316	0.460	0.020	10.709	10.943	22.765	33.708
6043.134	14	45.259	0.301	7.753	7.368	0.470	0.020	12.420	14.500	25.856	40.356
6775.009	16	50.741	0.305	8.802	8.421	0.470	0.020	13.924	18.578	28.988	47.566
7516.297	18	56.292	0.308	9.850	9.474	0.470	0.020	15.448	23.187	32.159	55.347
8266.998	20	61.915	0.310	10.901	10.526	0.470	0.020	16.990	28.337	35.371	63.708
12430.314	22	69.821	0.311	12.350	11.579	0.470	0.020	19.160	46.868	39.671	86.540
13506.602	24	75.867	0.312	13.467	12.632	0.470	0.020	20.819	55.556	43.106	98.663
14593.679	26	81.973	0.313	14.591	13.684	0.470	0.020	22.495	65.030	46.576	111.606
15691.543	28	88.140	0.314	15.723	14.737	0.470	0.020	24.187	75.301	50.079	125.380
16800.195	30	94.367	0.315	16.864	15.789	0.470	0.020	25.896	86.380	53.618	139.997
17919.635	32	100.655	0.315	18.013	16.842	0.470	0.020	27.621	98.278	57.190	155.468
19049.862	34	107.004	0.315	19.173	17.895	0.470	0.020	29.364	111.006	60.798	171.804
20190.878	36	113.413	0.316	20.341	18.947	0.470	0.020	31.122	124.576	64.439	189.015
21342.682	38	119.882	0.316	21.520	20.000	0.470	0.020	32.898	138.998	68.115	207.113
22505.273	40	126.413	0.316	22.709	21.053	0.470	0.020	34.690	154.284	71.825	226.109
23678.653	42	133.004	0.316	23.908	22.105	0.470	0.020	36.498	170.444	75.570	246.015
D = 1.90 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.45, Cálculos de asentamientos (D=1.00 m), GDF – NTC, 2004

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
651.749	10	25.823	0.318	4.670	1122.566	0.470	0.020	7.092	4.032	14.672	18.705
1174.333	12	16.711	0.318	3.022	2019.528	0.470	0.020	4.586	8.719	9.495	18.213
1374.206	14	19.555	0.318	3.537	2367.968	0.470	0.020	5.366	11.903	11.111	23.014
1574.078	16	22.399	0.318	4.051	2716.407	0.470	0.020	6.147	15.582	12.727	28.309
1773.950	18	25.243	0.318	4.565	3064.846	0.470	0.020	6.927	19.756	14.343	34.099
1973.822	20	28.087	0.318	5.080	3413.286	0.470	0.020	7.708	24.424	15.959	40.383
4970.962	22	53.052	0.318	9.595	8694.509	0.470	0.020	14.558	67.662	30.143	97.805
5435.512	24	58.010	0.318	10.492	9514.746	0.470	0.020	15.919	80.711	32.960	113.672
5900.062	26	62.968	0.318	11.388	10334.983	0.470	0.020	17.279	94.910	35.777	130.687
6364.613	28	67.925	0.318	12.285	11155.221	0.470	0.020	18.640	110.259	38.594	148.853
6829.163	30	72.883	0.318	13.182	11975.458	0.470	0.020	20.000	126.757	41.411	168.168
7293.713	32	77.841	0.318	14.078	12795.695	0.470	0.020	21.361	144.405	44.228	188.633
7758.264	34	82.799	0.318	14.975	13615.932	0.470	0.020	22.721	163.203	47.045	210.247
8222.814	36	87.757	0.318	15.872	14436.170	0.470	0.020	24.082	183.150	49.862	233.012
8687.364	38	92.715	0.318	16.768	15256.407	0.470	0.020	25.442	204.247	52.679	256.925
9151.914	40	97.672	0.318	17.665	16076.644	0.470	0.020	26.803	226.493	55.496	281.989
9616.465	42	102.630	0.318	18.562	16896.881	0.470	0.020	28.163	249.890	58.313	308.202
D=1.00 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.46, Cálculos de asentamientos (D=1.30 m), GDF – NTC, 2004

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
1081.933	10	32.975	0.318	5.964	863.513	0.460	0.030	8.993	3.961	18.736	22.697
1954.236	12	21.391	0.318	3.869	1553.483	0.470	0.020	5.870	8.585	12.154	20.739
2289.174	14	25.057	0.318	4.532	1821.514	0.470	0.020	6.876	11.733	14.237	25.970
2624.112	16	28.724	0.318	5.195	2089.544	0.470	0.020	7.882	15.371	16.320	31.691
2959.050	18	32.390	0.318	5.858	2357.574	0.470	0.020	8.888	19.499	18.403	37.903
3293.987	20	36.056	0.318	6.521	2625.604	0.470	0.020	9.894	24.118	20.486	44.605
8340.274	22	68.470	0.318	12.383	6688.084	0.470	0.020	18.789	67.174	38.903	106.077
9122.517	24	74.891	0.318	13.545	7319.035	0.470	0.020	20.551	80.154	42.552	122.705
9904.761	26	81.313	0.318	14.706	7949.987	0.470	0.020	22.314	94.279	46.201	140.479
10687.005	28	87.735	0.318	15.868	8580.939	0.470	0.020	24.076	109.550	49.849	159.399
11469.248	30	94.157	0.318	17.029	9211.891	0.470	0.020	25.838	125.966	53.498	179.464
12251.492	32	100.579	0.318	18.190	9842.842	0.470	0.020	27.600	143.528	57.147	200.675
13033.736	34	107.001	0.318	19.352	10473.794	0.470	0.020	29.363	162.235	60.796	223.031
13815.979	36	113.422	0.318	20.513	11104.746	0.470	0.020	31.125	182.088	64.445	246.532
14598.223	38	119.844	0.318	21.675	11735.698	0.470	0.020	32.887	203.086	68.093	271.179
15380.467	40	126.266	0.318	22.836	12366.649	0.470	0.020	34.649	225.230	71.742	296.972
16162.710	42	132.688	0.318	23.998	12997.601	0.470	0.020	36.412	248.519	75.391	323.910
D=1.30 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.47, Cálculos de asentamientos (D=1.60 m), GDF – NTC, 2004

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _T [mm]
1633.230	10	40.444	0.318	7.315	701.604	0.460	0.030	11.030	3.947	22.980	26.927
2942.479	12	26.169	0.318	4.733	1262.205	0.450	0.030	6.980	8.534	14.869	23.403
3447.102	14	30.657	0.318	5.545	1479.980	0.470	0.020	8.413	11.663	17.419	29.082
3951.725	16	35.145	0.318	6.356	1697.754	0.470	0.020	9.644	15.281	19.969	35.250
4456.348	18	39.633	0.318	7.168	1915.529	0.470	0.020	10.876	19.386	22.519	41.905
4960.971	20	44.121	0.318	7.980	2133.303	0.470	0.020	12.108	23.980	25.069	49.048
12583.567	22	83.935	0.318	15.180	5434.068	0.470	0.020	23.033	66.907	47.690	114.597
13765.766	24	91.821	0.318	16.606	5946.716	0.470	0.020	25.197	79.846	52.171	132.017
14947.965	26	99.706	0.318	18.033	6459.365	0.470	0.020	27.361	93.929	56.651	150.580
16130.164	28	107.592	0.318	19.459	6972.013	0.470	0.020	29.525	109.154	61.132	170.286
17312.363	30	115.477	0.318	20.885	7484.661	0.470	0.020	31.689	125.522	65.612	191.134
18494.562	32	123.363	0.318	22.311	7997.309	0.470	0.020	33.853	143.033	70.093	213.126
19676.761	34	131.248	0.318	23.737	8509.958	0.470	0.020	36.017	161.687	74.573	236.260
20858.960	36	139.134	0.318	25.163	9022.606	0.470	0.020	38.181	181.484	79.053	260.537
22041.159	38	147.019	0.318	26.590	9535.254	0.470	0.020	40.345	202.424	83.534	285.958
23223.357	40	154.905	0.318	28.016	10047.903	0.470	0.020	42.508	224.506	88.014	312.520
24405.556	42	162.790	0.318	29.442	10560.551	0.470	0.020	44.672	247.732	92.495	340.226
D=1.60 m								L/B =1			

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro B.48, Cálculos de asentamientos (D=1.90 m), GDF – NTC, 2004

ASENTAMIENTOS		Elástico	Westergaard		Steinbrenner				Timoshenko		
Qa (t)	D _f (m)	Δ _p [mm]	I _w	Δ _p [mm]	z/B	F ₁	F ₂	Δ _p [mm]	Δ _c [mm]	Δ _p [mm]	Δ _r [mm]
2289.764	10	47.749	0.318	8.636	590.824	0.440	0.030	12.480	3.924	27.130	31.054
4123.163	12	30.880	0.318	0.116	1062.910	0.460	0.020	8.298	8.480	17.641	26.121
4832.091	14	36.189	0.318	1.551	1246.299	0.470	0.020	9.931	11.594	20.675	32.269
5541.019	16	41.499	0.318	3.102	1429.688	0.470	0.020	11.388	15.194	23.708	38.902
6249.948	18	46.808	0.318	5.585	1613.077	0.470	0.020	12.845	19.281	26.741	46.022
6958.876	20	52.118	0.318	6.545	1796.466	0.470	0.020	14.302	23.853	29.612	53.465
17684.903	22	99.337	0.318	17.966	4576.057	0.470	0.020	27.260	66.681	56.441	123.122
19349.319	24	108.686	0.318	19.657	5007.761	0.470	0.020	29.825	79.589	61.753	141.342
21013.735	26	118.035	0.318	21.348	5439.465	0.470	0.020	32.391	93.638	67.065	160.703
22678.151	28	127.384	0.318	23.038	5871.169	0.470	0.020	34.956	108.828	72.377	181.205
24342.567	30	136.733	0.318	24.729	6302.873	0.470	0.020	37.522	125.160	77.689	202.849
26006.983	32	146.082	0.318	26.420	6734.576	0.470	0.020	40.087	142.632	83.001	225.633
27671.400	34	155.431	0.318	28.111	7166.280	0.470	0.020	42.653	161.245	88.313	249.558
29335.816	36	164.780	0.318	29.802	7597.984	0.470	0.020	45.218	180.999	93.625	274.624
31000.232	38	174.129	0.318	31.493	8029.688	0.470	0.020	47.784	201.895	98.937	300.832
32664.648	40	183.478	0.318	33.183	8461.392	0.470	0.020	50.349	223.931	104.249	328.180
34329.064	42	192.827	0.318	34.874	8893.095	0.470	0.020	52.915	247.108	109.561	356.669
D = 1.90 m								L/B = 1			

Fuente: Elaboración propia.

BIBLIOGRAFÍA

1. Chávez Aguirre J. M., Arvizu Lara G. y Maza Álvarez J. A. 2003. Geotecnia. Publicación de la Comisión Federal de Electricidad. México D.F., México.
2. CONAGUA. 2009. Atlas del agua en México, Comisión Nacional del Agua, México D.F., México.
3. CFE. 1993. Manual de diseño de obras civiles - Geotecnia – Mecánica de suelo – Cimentación en suelos, Comisión Federal de Electricidad, México D.F., México.
4. Crespo Villalaz C. 2008. Mecánica de suelos y cimentaciones. Ed. Limusa. México D.F., México.
5. Deméneghi Colina A. y Puebla Cadena M. 2011. Análisis y diseño geotécnico de pilas y pilotes. Publicación de la Facultad de Ingeniería –Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F., México.
6. Fundación ICA, 2004. La fuerza del agua – presas en américa latina, Publicado por la Fundación Ingenieros Civiles Asociados, México D.F., México.
7. GDF. 2004, Normas técnicas complementarias parte 1 – Diseño y construcción de estructuras de concreto, Gobierno del Distrito Federal, México D.F., México.
8. GDF. 2004, Normas técnicas complementarias parte 2 – Diseño y construcción de estructuras de cimentaciones, Gobierno del Distrito Federal, México D.F., México.
9. Gonzales Cuevas O. M. y Robles Fernández F. 2007. Aspectos fundamentales del concreto reforzado. Ed. Limusa. México D.F., México.
10. Hernández Terán J. 1967. México y su política hidráulica, Editado por la extinta Secretaria de Recursos Hidráulicos. México D.F., México.

11. Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. 2011, Mecánica de suelos, Tomo 2 – Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos. Ed. Limusa. México D.F., México.
12. Lymon C. Reese, William N. Isenhower y Shin-Tower Wang. 2006, Analysis and design of shallow and deep foundations. Ed. Jhon Wiley. Canada.
13. Peck, Ralph B. 2009. Ingeniería de cimentaciones. Ed. Limusa., México D.F., México.
14. SEMARNART, 2010. Estadísticas del agua en México, Publicación de la Secretaria de Medio Ambiente y Recurso Naturales. México D.F., México.
15. Tamayo Jorge L. 2009. Geografía moderna de México, Ed. Trillas, México D.F., México.
16. Vente Te C., Maidment D., y Mays L. 1994. Hidrología aplicada. Ed. Mc Graw Hill, Bogotá, Colombia.