

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL



**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**EVALUACIÓN ECONÓMICA: CIMENTACIÓN SOBRE LOSA VS
CIMENTACIÓN DE PLINTOS COMBINADOS SOBRE MICROPILOTES. CASO
DE ESTUDIO RESIDENCIA PINDUISACA QUITO**

AUTORES:

LÁRRAGA DÍAZ BRYAN PAÚL

GUERRÓN OCAÑA BRYAN ALEXANDER

QUITO, 2018

Dedicatoria:

A mis padres (Alberto y Miriam), a mis hermanos (Gabriel, Carlos, Gabriela) que me enseñaron y me dieron todas las armas necesarias, para ser una persona de bien e hicieron que sea capaz de poder enfrentarme a cualquier reto que exista en la vida.

A Damián, Matías, Dana, Amelia, Isabella por ser unos motores tan pequeños pero esenciales en mi vida.

A Diana, la dedico con amor por haber sido incondicional, fiel y comprensiva a lo largo de nuestra relación.

A todos los docentes de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador (PUCE), que aportaron para que hoy en día, luego de varios años de estudio, sea un profesional.

A todas las personas con las cuales he compartido malos y buenos momentos a lo largo de estos 5 años y en especial a las personas que creyeron en mi desde el principio.

Bryan Lárraga Díaz

Dedicatoria:

Dedico el presente proyecto de tesis a mis padres (Raúl y Sandra), pilares fundamentales en mi vida, por sus enseñanzas, consejos y sobre todo por el apoyo incondicional que me han brindado en los buenos y malos momentos de mi vida.

A mi hermana Josselyn, por ser mi compañera y amiga en todas las actividades que he realizado, además de servirme de motivación para superarme cada día.

Al resto de mi familia quienes siempre han estado pendientes de mí, depositando su confianza en cada reto que me he propuesto.

Bryan Guerrón Ocaña

Agradecimientos

Agradezco a Dios y a la Virgen María por haberme dado la capacidad de terminar una carrera de estudios y por las cosas buenas que empiezan en esta nueva etapa.

A mi fortaleza, mi familia: Alberto, Miriam, Carlos, Gabriela, Gabriel, Damián, Matías, Dana, Amelia, Isabella; que son los que siempre estuvieron apoyándome para que logre una gran meta anhelada.

A todos mis familiares que formaron parte de esta gran aventura y me han apoyado incondicionalmente y no me dejaron caer nunca y estuvieron para mí en los momentos más difíciles.

A mi gran grupo de amigos con los cuales compartí buenos momentos, tanto de estudio, como de esparcimiento.

A los docentes que colaboraron en el presente trabajo de disertación, quienes han sabido guiar de manera idónea para que esté trabajo sea bien elaborado.

Bryan Lárraga Díaz

Agradecimientos

Primeramente, a Dios y la Virgen María, por regalarme el don de la vida y darme la fuerza necesaria para continuar, incluso cuando he estado a punto de caer.

A mis Padres y a mi hermana, quienes me han apoyado y motivado a lo largo de mi formación académica, creyendo fielmente en mis habilidades.

A mis familiares, por brindarme su cariño y extenderme su mano cuando lo necesitaba, en especial a mi abuelita Estelita por ser quien me ha brindado su amparo incondicional tanto moralmente como económicamente para poder concluir mi carrera como profesional.

A mis amigos, los cuales han sido el complemento en mi vida estudiantil, compartiendo gratas experiencias dentro y fuera del salón de clase, en especial a mi grupo de amigos EL COMBO.

A todas las personas que de una u otra manera influyeron a lo largo de mi carrera y mi vida, brindándome su amistad, consejos y cariño.

A mis profesores, los cuales compartieron su conocimiento para tener los criterios necesarios para formarme como Ingeniero Civil, en especial al director y correctores del presente proyecto por su colaboración y sabios conocimientos impartidos.

Bryan Guerrón Ocaña

Tabla de Contenidos

Capítulo 1: Aspectos preliminares	1
1.1 Introducción	1
1.2 Justificación	3
1.3 Objetivos	5
1.3.1 Objetivo general	5
1.3.2 Objetivo del Proyecto	5
1.4 Aspectos generales del proyecto	5
1.4.1 Presentación del proyecto	5
1.4.2 Actividades	5
1.4.4 Características	7
1.4.5 Contexto	8
1.5 Cimentaciones	8
1.5.1 Cimentaciones superficiales y profundas	9
1.6 Costos en la construcción	30
1.6.1 Costo indirecto	31
1.6.2 Costo directo	32
1.6.3 Imprevistos	34
1.6.4 Utilidad	35
Capítulo 2: Generalidades del proyecto	36
2.1 Reseña	36
2.2 Estudio de suelos	39
2.2.1 Análisis del sector	40
2.2.2 Trabajo de campo	46
2.2.3 Características de los suelos	47
2.2.4 Análisis	49
2.2.5 Análisis Sísmico	52
2.3 Descripción Arquitectónica	56

Capítulo 3: Proyecto	59
3.1 Análisis y diseño estructural de la edificación	59
3.1.1 Predimensionamiento de los elementos estructurales	59
3.1.2 Modelación de la estructura en el programa SAP2000	64
3.1.3 Análisis Estructural de la edificación	72
3.2 Losa de cimentación	76
3.2.1 Modelamiento de losa de cimentación en SAP2000	85
3.2.2 Análisis estructural – edificación y losa de cimentación	86
3.3 Plintos combinados y micropilotes	94
3.3.1 Diseño de plintos combinados	94
3.3.2 Medidas de los micropilotes	97
3.3.3 Requisitos para el diseño de micropilotes	97
3.3.4 Asentamiento del grupo de pilotes	98
3.3.5 Movimiento horizontal	99
3.3.6 Curvas P-Y	101
3.3.7 Número de pilotes	105
3.3.8 Encepado	113
Capítulo 4: Evaluación económica	121
4.1 Costo indirecto	121
4.2 Salarios	121
4.3 Rubros y cronograma	124
4.4 Cantidades	127
Capítulo 5: Conclusiones y recomendaciones	148
<i>Bibliografía:</i>	155

Índice de figuras:

Figura 1: Ubicación del proyecto	7
Figura 2: Plintos aislados, varias formas	11
Figura 3: Plinto combinado rectangular	12
Figura 4: Plinto combinado trapezoidal.....	13
Figura 5: Plinto combinado, unido con viga de amarre.....	13
Figura 6: Plintos corridos	14
Figura 7: Losa de cimentación.....	15
Figura 8: Losa de cimentación plana.....	16
Figura 9: Losa con vigas descolgadas	16
Figura 10: Losa con aliviaderos.....	16
Figura 11: Losa con pedestales.....	17
Figura 12: Losa con paredes de sótano.....	17
Figura 13: Cimentación profunda sobre micropilotes	18
Figura 14: Proceso constructivo de micropilotes	19
Figura 15: Partes de un micropilote.....	20
Figura 16: Micropilotes cargados directamente	23
Figura 17: Micropilotes en grupo o reticulados.....	23
Figura 18: Tipos de micropilotes basados en su método de relleno.....	24
Figura 19: Implantación del proyecto - IRM.....	39
Figura 20: Mapa geológico, incluye desde Chilligallo hasta Manabí	41
Figura 21: Leyenda del mapa geológico anterior	42
Figura 22: Identificación geológica del proyecto - Mapa Geológico Ecuador.....	43

Figura 23: Climograma de Quito (Climate-Data, 2015).....	44
Figura 24: Diagrama de temperatura de Quito (Climate-Data, 2015).....	44
Figura 25: Ubicación de toma de muestras	45
Figura 26: Zona sísmica para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z.....	53
Figura 27: Fachada frontal.....	57
Figura 28: Fachada lateral	58
Figura 29: Losa alivianada tipo Fuente especificada no válida.....	60
Figura 30: Apoyos	65
Figura 31: Comportamiento modal de la estructura (SAP 2000)	66
Figura 32: Cuadro de resumen del comportamiento modal	66
Figura 33: Espectro elástico de diseño	69
Figura 34: Estado de carga sísmico, Ex.....	70
Figura 35: Estado de carga sísmico, Ey.....	70
Figura 36: Espectro de respuesta modal	71
Figura 37: Casos de carga para espectro de diseño, eje X.....	72
Figura 38: Casos de carga para espectro de diseño, eje Y.....	72
Figura 39: Refuerzo longitudinal de la estructura	74
Figura 40: Conexión viga – columna de la estructura	75
Figura 41: Columna fuerte, viga débil de la estructura	75
Figura 42: Planta de la edificación en la losa de cimentación y cargas verticales	76
Figura 43: Detalle de perimétrico crítico en una columna	81
<i>Figura 44: Losa de cimentación, vista en planta e isometría</i>	<i>85</i>
Figura 45: Coeficiente de balasto horizontal y vertical en la losa de cimentación	86
Figura 46: Deformaciones en la losa de cimentación.....	87

Figura 47: Esfuerzo cortante en eje X (V13) y en eje Y (V23).....	88
Figura 48: Momentos en el eje X (M11) y en el eje Y (M22).....	88
Figura 49: Momentos en la losa de cimentación	90
Figura 50: Detalle del armado de la losa de cimentación.....	91
Figura 51: Refuerzo longitudinal.....	92
Figura 52: Conexión viga - columna	92
Figura 53: Columna fuerte - viga débil	93
Figura 54: Planta de la edificación en la zapata corrida más crítica, y cargas verticales	94
Figura 55: Esfuerzos cortantes sobre la zapata corrida más crítica, en el eje 2.....	95
Figura 56: Detalle de perimétrico crítico en una columna	96
Figura 57: Detalle del armado en la zapata corrida	¡Error! Marcador no definido.
Figura 58: Ubicación de la zapata equivalente	99
Figura 59: Dirección de carga y efectos del espaciamiento del grupo	100
Figura 60: Comportamiento del micropilote (Deep Foundations Institute, 2013)	102
Figura 61: Curva p-y de referencia para arcillas	103
Figura 62: Curva p-y del proyecto, resistencia del suelo vs desplazamiento	105
Figura 63: Capacidad última del pilote.....	110
Figura 64: Vista en planta, grupo de pilotes	113
Figura 65: Armado del encepado.....	114
Figura 66: Micropilotes sobre suelo firme y en obra marítima	115
Figura 67: Modelo estructural de la edificación con plintos combinados sobre micropilotes	116
Figura 68: Distribución de resortes a lo largo de los micropilotes	117
Figura 69: Deflexiones en los pilotes	117

Figura 70: Refuerzo longitudinal.....	118
Figura 71: Conexión viga - columna	119
Figura 72: Columna fuerte, viga débil.....	120
Figura 73: Vista en planta de la armadura en losa de cimentación	129
Figura 74: Vista en corte de losa de cimentación y relleno granular	129
Figura 75: Vista en planta del armado en plintos combinados.....	132
Figura 76: Vista en corte detalle de conexión y armado entre plintos y micropilotes	133
Figura 77: Costos mano de obra.....	152
Figura 78: Costos de materiales en cimentaciones.....	152
Figura 79: Costo de equipo para realizar las cimentaciones	153
Figura 80: Costo total de la obra	154

Índice de tablas:

Tabla 1: Métodos de perforación.....	27
Tabla 2: Cuadro de áreas de la edificación.....	38
Tabla 3: Cuadro de áreas, resumen.....	38
Tabla 4: Información geológica, sur de Quito.....	40
Tabla 5: Coordenadas de las perforaciones.....	45
Tabla 6: Ensayos de laboratorio a realizar.....	47
Tabla 7: Datos en Sondeo 1.....	47
Tabla 8: Datos en Sondeo 2.....	48
Tabla 9: Datos en Sondeo 3.....	49
Tabla 10: Clasificación de suelos SUCS y NEC, cuadro de resumen.....	49
Tabla 11: Análisis de capacidad de carga, Sondeo 1.....	50
Tabla 12: Análisis de capacidad de carga, Sondeo 2.....	50
Tabla 13: Análisis de capacidad de carga, Sondeo 3.....	51
Tabla 14: Análisis de asentamientos, Sondeo 1.....	51
Tabla 15: Análisis de asentamientos, Sondeo 2.....	52
Tabla 16: Análisis de asentamientos, Sondeo 3.....	52
Tabla 17: Valor de factor Z en función de su zona sísmica.....	54
Tabla 18: Tipo de suelo y factor de sitio Fa.....	54
Tabla 19: Tipo de suelo y factor de sitio Fd.....	55
Tabla 20: Tipo de suelo y factor de comportamiento inelástico del subsuelo Fs.....	55
Tabla 21: Coeficientes de perfil de suelo, cuadro de resumen.....	55

Tabla 22: Altura mínima de vigas no presfrozadas	61
Tabla 23: Espectro elástico de diseño.....	68
Tabla 24: Datos para calcular corte basal.....	69
Tabla 25: Desplazamientos horizontales	73
Tabla 26: Esfuerzos del suelo por columna.....	79
Tabla 27: Esfuerzos últimos del suelo por columna.....	80
Tabla 28: Desplazamientos horizontales de la edificación sobre losa de cimentación	91
Tabla 29: Espaciamiento de micropilotes con P-multiplicadores (AASHTO, 2014).....	100
Tabla 30: Datos iniciales para calcular curvas p-y	102
Tabla 31: Rigidez inicial del suelo (US_FHWA, 2017).....	103
Tabla 32: Tensión al 50% del esfuerzo máximo (US_FHWA, 2017).....	104
Tabla 33: Factor de corrección nb (Das, 2014)	107
Tabla 34: Factor de corrección ns (Das, 2014).....	107
Tabla 35: Factor de corrección nr (Das, 2014).....	107
Tabla 36: Relaciones aproximadas entre CI, N160 y qu (Das, 2014)	108
Tabla 37: Variación de α	109
Tabla 38: Valores Qs, Qp, Qtotal, Qadm - Sondeo 1	111
Tabla 39: Valores Qs, Qp, Qtotal, Qadm - Sondeo 2	111
Tabla 40: Valores Qs, Qp, Qtotal, Qadm - Sondeo 3	111
Tabla 41: Chequeo de derivas en la edificación.....	118
Tabla 42: Salario Real Horario (SRH)	¡Error! Marcador no definido.

Capítulo 1: Aspectos preliminares

1.1 Introducción

Si se desea obtener un proyecto estructural eficiente y óptimo, se deberá realizar un acertado diseño de su cimentación, esto para que la estructura trabaje de acuerdo a lo previsto.

Aunque la cimentación es una parte del proyecto que no siempre llama la atención y pasa inadvertida para el público, es importante realizarla y organizarla de la mejor manera, desde sus elementos básicos, hasta hacer el estudio de cada una de sus partes, esto en varias ocasiones exige un mejor criterio por parte del ingeniero.

Hablando de manera general sobre Ingeniería, esta abarca grandes campos de estudio entre los cuales se encuentra la “Ingeniería de Suelos, Cimentaciones” que son el arte de poder diseñar, seleccionar y construir los elementos que son los encargados de transferir el peso total de la estructura de manera segura al suelo, para que este responda de manera correcta a cualquier sollicitación incluyendo los sismos.

Otra materia muy importante dentro de la rama de ingeniería es “Costos” que busca una forma de optimizar recursos, pero siempre estando del lado de la seguridad tanto para el cliente como las personas que lo rodean.

Hoy en día existen varios profesionales de ingeniería que se dedican a la elaboración de bienes de manera eficiente, pero lamentablemente no se quedan estancados en un solo tipo de construcción y/o cimentación debido a la falta de actualización en el medio, por lo cual se propone realizar la siguiente disertación con el propósito de estar al día con los avances tecnológicos, lo que ayudara para la seguridad y economía de cualquier tipo de obra.

El objetivo final de esta disertación es justamente evaluar económicamente dos posibles tipos de cimentación, a la final estas trabajaran de manera óptima y segura, pero también se buscará su economía.

En el capítulo número 2 del presente trabajo, se mencionarán los procesos básicos necesarios para ejecutar un proyecto, entre los cuales se incluyen su ubicación, características, contexto y también se refiere al estudio de suelos y a los diseños arquitectónicos, los cuales son necesarios para poder iniciar con el análisis estructural.

Para el capítulo número 3 se procede a realizar un eficiente y correcto diseño estructural, cumpliendo con lo que señalan las diferentes normas y estándares de construcción, y de manera especial lo que sugiere la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Para un correcto análisis estructural se hará uso de varias herramientas, entre ellas el software SAP2000 Versión 19 el cual nos servirá para verificar si los elementos estructurales cumplen con los requisitos y además para conocer si estos están diseñados correctamente.

También será importante identificar el comportamiento y asentamiento de las cimentaciones tanto para pilotes como para la losa de cimentación, para esto se usará la norma “American Association of State Highway and Transportation Official”, (con sus siglas en ingles AASHTO).

En el último capítulo, el número 4, se realizará la evaluación y comparación económica entre la cimentación sobre losa y cimentación con plintos aislados sobre micropilotes, una vez que estos hayan sido comprobados que trabajan de manera propicia, adicionalmente se comprobarán los rendimientos para poder hacer un uso óptimo de los recursos.

En la última parte de esta disertación se podrán ver los resultados que se obtienen al finalizar la realización de este trabajo, adicionalmente se incluirán las conclusiones y recomendaciones para de esta manera saber si los objetivos han sido cumplidos de la manera en la que se esperaba.

1.2 Justificación

El crecimiento en sentido horizontal que ha tenido la Ciudad de Quito con el transcurrir de los años ha sido muy evidente, extendiéndose en el sur hasta y en el norte has, lo que ha generado que se construyan grandes edificios en varios sectores de la ciudad, pero ya no en el sentido horizontal de la ciudad si no en sentido vertical, los cuales han llegado a ocupar varias laderas de las montañas que rodean a Quito, pero lo que no se ha tomado en cuenta es el gran riesgo sísmico que existe en la capital.

Algo muy importante y que se debe tomar atención es que la mayor parte de la ciudad de Quito, debido a su ubicación geográfica, está constituido por muchas quebradas, las cuales con el paso del tiempo han sido rellenadas, pero esto no es lo más grave, si no que esto ha originado que varias personas se asienten sobre estas y consideran que es un buen lugar para construir sus casas, algo también para tomar en cuenta es que en el sur de Quito las lluvias son constantes, lo que genera que el suelo no sea estable en sus estratos superiores.

El problema más grande y por el cual se decidió realizar esta tesis, es debido al tipo de suelo que se presenta en el sur de Quito; ya que en algunas otras disertaciones se ha podido observar que este tipo de suelo es muy malo para realizar cualquier tipo de edificación, además se tiene como premisa que en este sector de la capital se tiene una bajísima capacidad portante, es por esto que se ha visto que en algunas ocasiones ciertas estructuras con el paso del tiempo tienden a asentarse e incluso algunas de estas han llegado a inclinarse y no llegan a caer debido a que se encuentran adosadas y al momento de existir asentamientos diferenciales estas se llegan a colisionar una con otra en la parte superior.

En algunas bibliografías se ha podido observar que ha habido ocasiones en que, al poco tiempo de construcción de las viviendas, estas llegan a asentarse más de lo que se esperaba lo que genera temor en las personas e incluso se llega al abandono de las mismas por seguridad propia.

Está planificado hacer la construcción de un edificio de tres pisos en la ciudad de Quito, el área de terreno es de 180 m² según el IRM, el área según el levantamiento topográfico es de 178,03 m² y el área bruta de construcción de 361.44m², para esto se planteó realizar una evaluación económica entre dos tipos de cimentaciones, las cuales son cimentación sobre losa y cimentación con plintos aislados sobre micropilotes, una vez realizado el estudio previo se determinará cuál de los dos tipos de cimentaciones es el que trabaja de manera más óptimo antes varias solicitaciones (incluido el sismo) y a su vez el más económico y viable para este sector de la capital.

Personalmente hemos visto la necesidad de realizar correcciones o implementar nuevas técnicas al momento de construir estas, las personas creen que el uso de pilotes encarecerá mucho la construcción de la vivienda, pero no es así y además no toman en cuenta que es una muy buena alternativa que ayudará a que la casa se mantenga estable por mucho tiempo.

Como señala la norma NEC lo primero de una estructura es preservar vidas humanas, pero para lograrlo se requiere lograr tener un valor económico accesible, que las personas puedan llegar a pagarlo, no se busca enriquecerse, pero tampoco se busca hacer viviendas de bajo costo que después de cierto tiempo lleguen a tener problemas o incluso llegar a caer.

Adicionalmente con el presente estudio las personas que habitan en el Sur de Quito y desean hacer un mejoramiento o construir algo nuevo, pueden tener una idea más clara y saber qué tipo de cimentación usar para la construcción de una vivienda de 3 pisos.

El presente proyecto contara con varias etapas, las cuales incluye lo siguiente:

- Estudio de suelos
- Planos arquitectónicos
- Planos estructurales
- Análisis económico

Al final lo que se logrará obtener son viviendas seguras, durables, económicas y accesibles para todas las personas, adicionalmente el presente proyecto es muy factible de realizar debido a que se cuenta con todos los permisos necesarios.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Comparar económicamente la cimentación sobre losa y la cimentación de plintos combinados sobre micropilotes, determinando cuál es la más económica tanto en su ejecución como en tiempo y costos.

1.3.2 Objetivo del Proyecto

- Realizar el diseño estructural y determinar las cargas a ser transmitidas al suelo aplicando las normas NEC de construcción para el análisis estructural.
- Diseñar una cimentación de plintos combinados sobre micropilotes y sobre losa de cimentación.
- Aplicar normas AASHTO LFRD BRIDGE 2014 para micropilotes.
- Realizar la evaluación económica de las estructuras estudiadas mediante un análisis de precios unitarios.

1.4 Aspectos generales del proyecto

1.4.1 Presentación del proyecto

La presente disertación se basa en la evaluación económica entre dos tipos de cimentaciones, las cuales van a ser evaluadas y la mejor será empleada en un proyecto real. Cabe señalar que el propietario del proyecto es el Sr. Manuel Pinduisaca Sagnay.

1.4.2 Actividades

El proyecto va a estar destinado para que sea de uso residencial, constará de 3 pisos en altura, los cuales van a estar distribuidos de la siguiente manera: 2 pisos habitables y el último piso una terraza accesible.

Existen varias actividades que son necesarias realizarlas tanto antes como después de la ejecución de la obra, estas contemplan estudios, análisis, informes de laboratorio, presentación de resultados.

La primera actividad por realizar y una de las más primordiales es el estudio de suelos, el cual contempla varios aspectos, entre los cuales incluye la identificación geológica del sitio del proyecto, así como una toma de muestras para que estas sean analizadas de manera manual - visual y en el laboratorio.

Para seguir con un orden previamente establecido, se realiza el diseño y el análisis estructural de la edificación, en el cual constarán las dimensiones de las diferentes columnas y vigas.

Todos los estudios y diseños mencionados con anterioridad tienen que cumplir con las exigencias y normas que son proporcionados por las diferentes normas como: NEC, AASHTO, etc, además para asegurar un correcto diseño se basará en bibliografía usada durante la carrera como Mecánica de suelos de Braja Das, Reglamento para Concreto Estructural del ACI, entre otros.

Para conseguir los diferentes capítulos, rubros y demás se utilizará el programa PROEXCEL realizado por el Ing. Pablo Urdiales, este programa será de gran utilidad para obtener los distintos análisis de precios unitarios, cronogramas.

1.4.3 Ubicación

El área total bruta del proyecto es de 361.44 m², el área útil total de 266.59 m²; se encuentra ubicado en el Sur de Quito, la Provincia de Pichincha, Cantón Quito, en el Sector de “Las Orquídeas”, Parroquia “La Ecuatoriana”.

Las coordenadas del futuro bien inmueble según las coordenadas UTM WGS84 son las siguientes: 17M E 771140 / N 9966801.

Las calles de la obra son Ermel Fiallo y Calle S 40 F, perteneciente a la Administración Zonal Quitumbe. Se adjunta una imagen de la ubicación exacta del proyecto.



Figura 1: Ubicación del proyecto

1.4.4 Características

El sur de la capital de Quito tiene un crecimiento poblacional a gran escala, debido al costo relativamente bajo de sus terrenos y también de sus edificaciones, en comparación con viviendas y terrenos en el norte de la capital, cabe también puntualizar que anteriormente el sur de la capital tenía un gran crecimiento industrial, el cual ahora se ha detenido por dar espacio a la construcción de más viviendas.

Todo esto ha creado que el tráfico crezca de manera desmedida, por lo que ahora transitar por este sector de la capital se ha vuelto caótico

1.4.5 Contexto

Todo tipo de construcción o edificación que se realiza dentro del campo de la ingeniería descansa sobre el suelo, la cual necesariamente tiene que ser soportada de alguna forma, por lo cual es importante el uso de una cimentación óptima para cada diferente tipo de construcción.

1.5 Cimentaciones

Una gran cantidad de obras civiles (por no generalizar y decir todas) están soportadas por cimientos; el resultado final de un eficiente proyecto estructural depende de la correcta selección y diseño de la cimentación.

La cimentación es una de las partes más importantes dentro de una obra civil, y es la encargada de transmitir y distribuir eficientemente las distintas cargas de cualquier tipo de edificación hacia el suelo.

La resistencia que proporcionan los distintos tipos de suelo varía de acuerdo con su ubicación geográfica, y en su mayoría la resistencia y rigidez que nos proporcionan son inferiores a las fuerzas que una estructura debe transmitir.

Los dos requisitos esenciales en el diseño de una cimentación son: que el asentamiento total de la estructura esté limitado a una cantidad tolerable pequeña y que en lo posible el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine o reduzca (Nilson, 2001).

Tomando en cuenta los puntos mencionados anteriormente, lo más importante reside es limitar los asentamientos, de forma que las cargas que estén en la estructura se transmitan

adecuadamente hasta un estrato de suelo competente, esto se logra distribuyendo la carga sobre un área, con el fin de minimizar las presiones de contacto.

Una vez hecho el estudio y el correcto análisis de la información obtenida anteriormente, se tendrá una idea de los estratos que se tienen en ese sector, y a su vez determinar el estrato competente más próximo, en el cual se va a cimentar la estructura, si el tipo de suelo óptimo se encuentra inmediatamente bajo la estructura planteada, se requerirá solamente el uso de plintos aislados, los cuales son denominados también como cimentaciones superficiales.

El diseño de una cimentación a servicio límite, debe incluir:

- Asentamiento
- Movimientos horizontales
- Estabilidad global
- Diseño de general de la cimentación

1.5.1 Cimentaciones superficiales y profundas

Este tipo de cimentación se caracteriza por colocarse en las capas superficiales del suelo, es decir poco o nada profundas, debido a que la capacidad portante del suelo es muy buena para cimentar directamente sobre ella.

Las cimentaciones superficiales se clasifican en:

- Plintos aislados
- Plintos combinados
- Plintos corridos
- Losa de cimentación

Según detalla Montoya en su trabajo de cimentaciones “las cimentaciones profundas se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno, es por esta razón que es necesario que sean más profundas ya que se deben colocar sobre un área de mayor tamaño para poder soportar la carga”. (Montoya, 2010)

Entre las cimentaciones profundas más comunes se tienen las siguientes:

- Caissons
- Pantallas
- Pilotes
- Micropilotes

1.5.1.1 Plintos aislados

Para realizar el diseño de las zapatas aisladas, se puede basar en los estudios realizados por Richart (1948) el cual contribuyo a delimitar las secciones criticas debido al momento flector y Moe (1961) que nos indica las secciones criticas debido al efecto de corte

Esta cimentación de tipo superficial generalmente sirve como base de una edificación y en su mayoría está constituida por al menos una columna y una zapata, debido a su amplia superficie de apoyo se logra que el suelo soporte sin inconvenientes la carga que la estructura transmite.

Este tipo de cimentación soporta una columna, la cual puede ser de varios materiales, como hormigón simple, hormigón armado u hormigón ciclópeo y su forma por lo general es un polígono regular (cuadrado, rectangular).

Las zapatas de hormigón armado deberán tener al menos un peralte de 40cm cuando las edificaciones son de varios pisos, con esto se asegura una mínima rigidez a la flexión. (Proaño, 2010)

Adicionalmente cabe indicar que hay casos en los cuales se permite espesores inferiores, esto cuando la estructura es considerada como liviana es decir no son superiores de dos pisos, como lo son las viviendas unifamiliares con entramados de luces pequeñas. (Proaño, 2010)

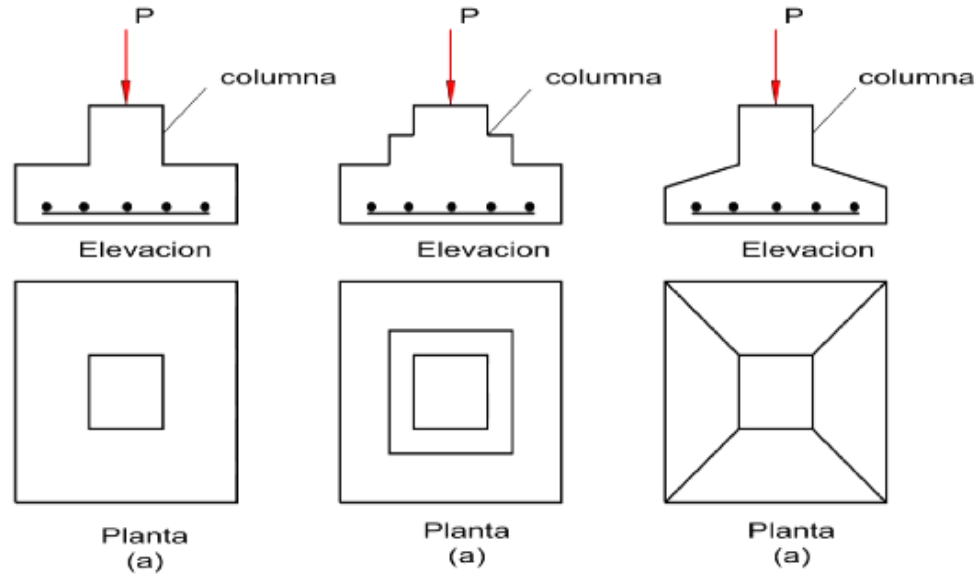


Figura 2: Plintos aislados, varias formas

1.5.1.2 Plintos combinados

Este tipo de cimentación a diferencia de los plintos aislados es que funcionan como un conjunto de unidades, los cuales soportan la carga de más de una columna (Nilson, 2001). De igual forma estos pueden ser de forma rectangular o trapezoidal, unidas con viga o trabe y de formas especiales.

Por lo general su uso se da cuando es necesario integrar el funcionamiento de una zapata que es inestable o incapaz de ser estable por sí sola, con la ayuda de otra zapata estable o eficiente, y se las une mediante una viga de rigidez. (Proaño, 2010).

Los plintos combinados generalmente se pueden clasificar en tres grupos, que son:

- plinto combinado rectangular
- plinto combinado trapezoidal
- plinto combinado unido con viga de amarre

1.5.1.2.1 Plinto combinado rectangular

En algunos casos la carga que transporta una columna y la capacidad de carga del suelo son tales que el diseño estándar de la base requerirá que se extienda la base de la columna, incluso más allá de la línea de propiedad; en ese caso, dos o más columnas pueden sostenidas ser por una base rectangular. (Das, 2014)

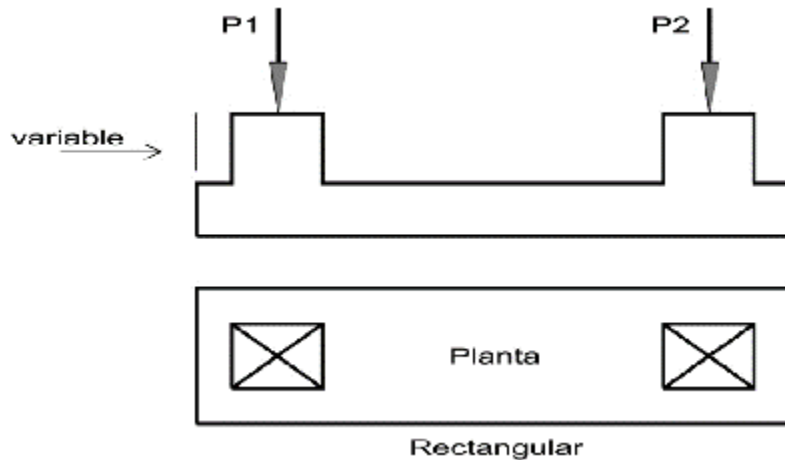


Figura 3: Plinto combinado rectangular

1.5.1.2.2 Plinto combinado trapezoidal

La base o también llamado plinto combinado trapezoidal en algunas ocasiones se la usa como una base separada, además separada de columnas que transportan cargas demasiado grandes en lugares en los cuales el espacio es bastante limitado (Das, 2014). El tamaño de la base que se distribuye uniformemente se lo calcula mediante fórmulas

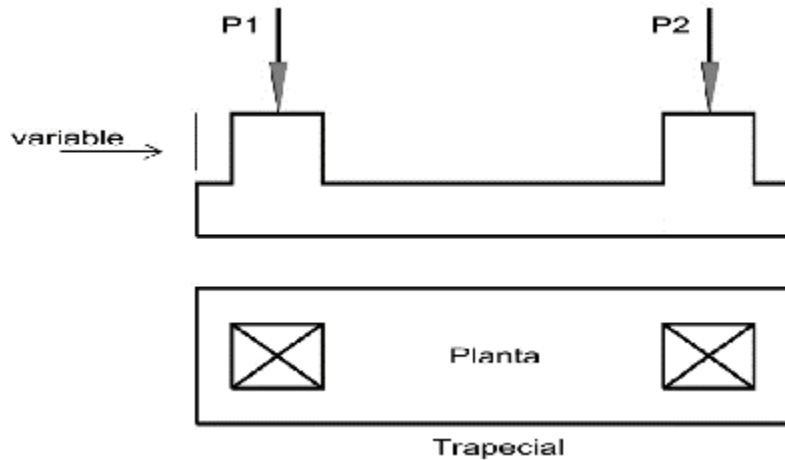


Figura 4: Plinto combinado trapezoidal

1.5.1.2.3 Plinto combinado unido con viga de amarre

En este tipo de cimentación se usa una viga de correa para poder conectar una base de una columna que esté cargada excéntricamente a la base de una columna interior.

Este tipo de plintos se pueden usar en lugar de las zapatas combinadas trapezoidales o rectangulares cuando la capacidad admisible de soporte del suelo es alta y las distancias entre columnas son grandes. (Das, 2014)

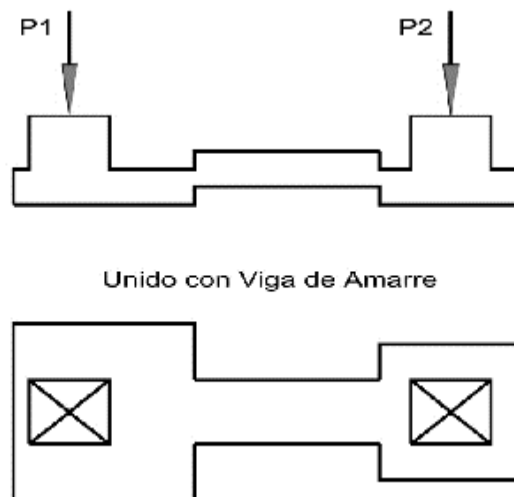


Figura 5: Plinto combinado, unido con viga de amarre

1.5.1.3 Plintos corridos



Figura 6: Plintos corridos

Este tipo de cimentación, es de orden superficial, se da cuando un prisma de hormigón se coloca bajo las columnas.

Son aquellos que por lo general soportan muros y/o también a que aquellos que acumulan tres o más columnas y esta es la principal razón que la diferencia de los plintos aislados.

Sus dimensiones dependen de varios factores, como:

- carga que soportan
- resistencia a la compresión del material
- capacidad portante del suelo.

1.5.1.4 Losa de cimentación

La losa de cimentación es una base de tipo estructural que cubre toda el área que se encuentra bajo la súper estructura, la cual soporta varias columnas, vigas y paredes. Existen ocasiones en que este tipo de cimentaciones son más usadas cuando la capacidad de carga de un suelo es mala, pero a su vez tendrán que soportar cargas altas que transmiten las columnas o paredes.

Por lo general este tipo de cimentación se emplea cuando se tiene suelos con baja capacidad portante, o en suelos poco resistentes para integrar superficialmente la cimentación de varias columnas. (Proaño, 2010)

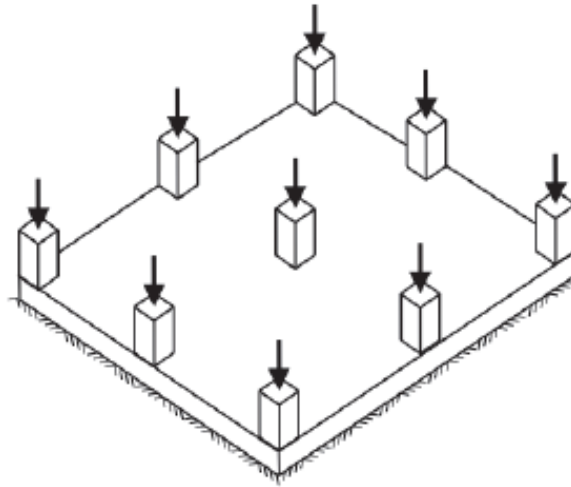


Figura 7: Losa de cimentación

También se podría decir que este tipo de cimentación es una miscelánea de los plintos combinados, pero en dos direcciones perpendiculares, ya que es una cimentación continua que soporta varias columnas en cada dirección, la cual cubre al menos un 75 por ciento del área total de la base de la estructura (American Concrete Institute, 2015)

También se la usa cuando al diseñar la cimentación de plintos aislados, la superficie de cimentación supera el 25% del área total (Proaño, 2010)

Bajo ciertas condiciones, las zapatas separadas tendrían que cubrir más de la mitad del área de construcción, y la losa de cimentación puede resultar más económico. (Das, 2014)

Según puntualiza Braja M. Das, hoy en día existen varios tipos de losas de cimentación y se los nombran a continuación:

1. Losa plana. La losa de cimentación es uniforme

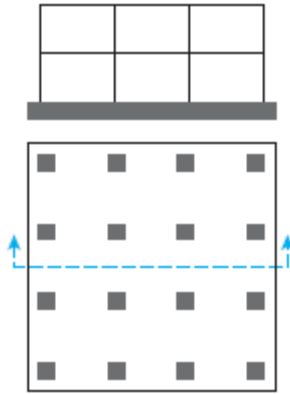


Figura 8: Losa de cimentación plana

2. Losa de cimentación delgada con vigas descolgadas

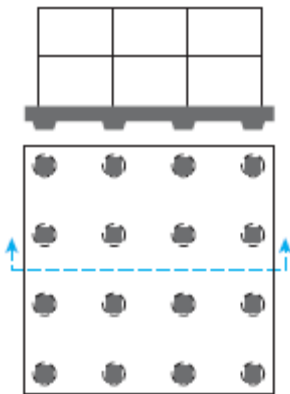


Figura 9: Losa con vigas descolgadas

3. Losa de cimentación con alivianamientos

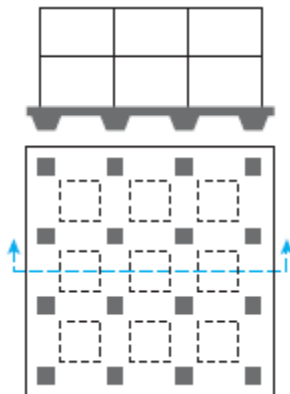


Figura 10: Losa con alivianamientos

4. Losa plana de cimentación con pedestales

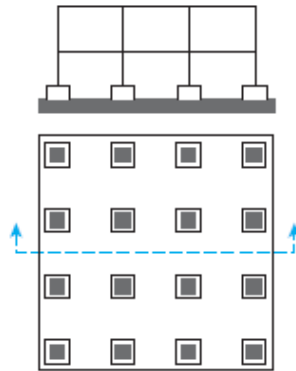


Figura 11: Losa con pedestales

5. Losa de cimentación con paredes de sótano, con rectángulos tipo cajón

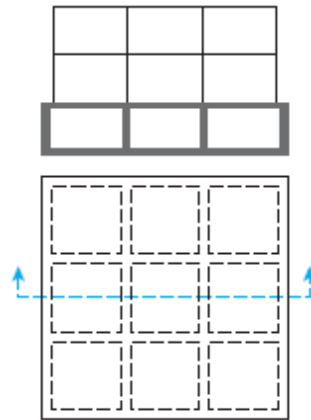


Figura 12: Losa con paredes de sótano

1.5.1.5 Micropilotes

El uso de este tipo de “infraestructura” viene desde hace muchos años atrás, se puede decir que su uso aparece desde épocas remotas, ya que los primeros tipos de viviendas se los realizaron en los alrededores de lagos, ríos en los cuales se conoce que el nivel freático es muy alto, esto nos da una pauta ya que sobre suelos con poca resistencia es complicado poder levantar una estructura y en caso de ser necesario la mejor manera de hacerlo es con el uso de pilotes o micropilotes; sin embargo en la actualidad no existe un uso técnico muy adecuado, ya que la mayoría de personas se basan netamente en la experiencia previa que

han tenido en el diseño, construcción y uso de los mismos, cabe señalar que la suerte también juega un papel importante al momento de realizar pilotes sin el conocimiento mínimo. (Lewis, 2003)

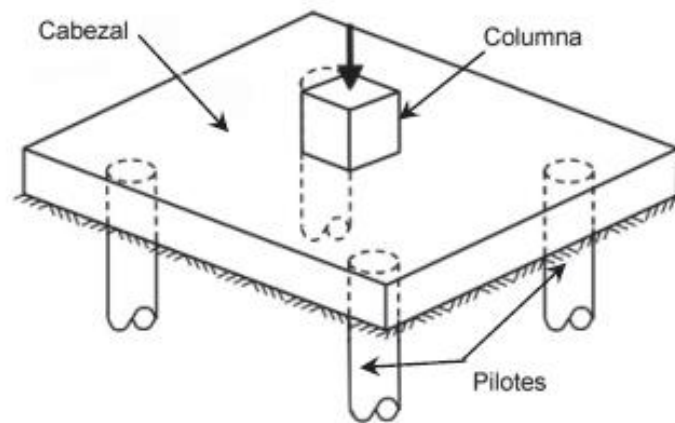


Figura 13: Cimentación profunda sobre micropilotes

Los micropilotes fueron concebidos en Italia a principios de los años cincuenta en respuesta a la demanda de técnicas innovadoras para sostener edificios y monumentos históricos que han sufrido daños de grande y mediana proporción con el tiempo. Los micropilotes utilizados hoy en día son de pequeño diámetro, esta es una idea original del Dr. Fernando Lizzi, que los llamo "palo radice".

A inicios del siglo XVI, en el continente sudamericano se tuvo una visita por parte del navegante italiano Américo Vespucio, el cual llegó al lago venezolano de Maracaibo y observo la construcción particular que tenían cierto tipo de viviendas, y enseguida la comparo con la ciudad de Venecia, es por esto que llamó "Venezuela" es decir una pequeña Venecia, a este importante sector, que luego dará el nombre a la República de Venezuela.

Una construcción típica del micropilote se la realiza como la de un pilote convencional, es decir implica perforar el eje del pilote a la profundidad requerida, colocando refuerzo de acero en el centro, y rellenándolo de hormigón ya sea manualmente o con la ayuda del método tremie, adicionalmente se puede colocar lechada bajo presión. En la siguiente figura se muestra la secuencia de la construcción in situ típica de un micropilote. (Lewis, 2003)

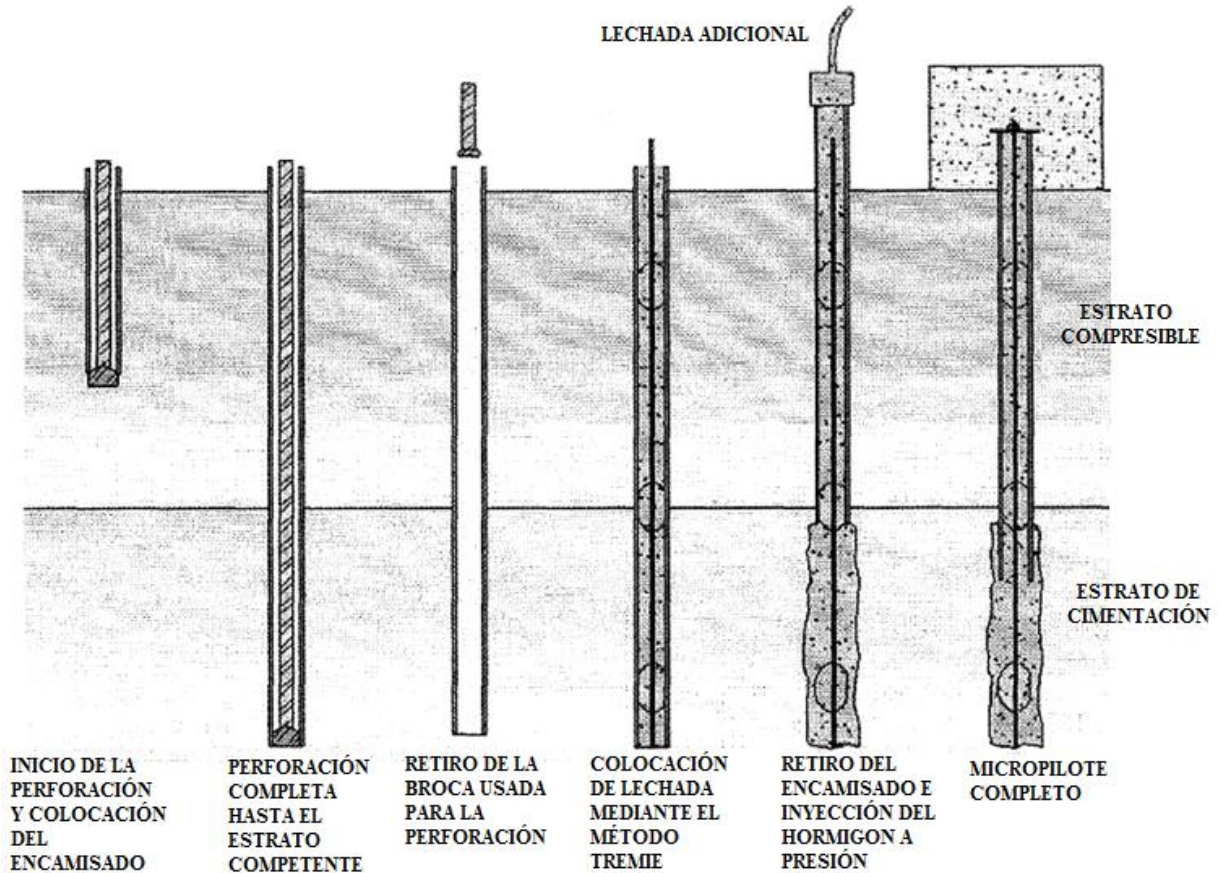


Figura 14: Proceso constructivo de micropilotes

Como se ha apreciado en varias investigaciones, se sabe que, en Malasia, los micropilotes son ampliamente reconocidos y se los usa como una opción común para corregir daños que hayan existido con el paso del tiempo y para sostener estructuras con problemas en su cimentación y también como una opción para colocarlas en una cimentación simple y común.

Debido a factores geológicos locales, tales como rasgos cársticos en la formación de piedra caliza y factores de rendimiento para la construcción rápida de la cimentación. Los tamaños de los micropilotes construidos en Malasia varían de 100 mm a 350 mm y soportan una carga de 150 kN a 2.800 kN, respectivamente

Algunos factores adicionales de los micropilotes es que estos tienen alta capacidad de carga, además tienen menos problemas de restricción del sitio para su construcción y

funcionamiento ya que son auto-sostenidos; por lo tanto, este sistema es atractivo tanto para el cliente como para el diseñador de la cimentación.

Aparte de las plataformas de perforación ligera y compacta, el otro equipo auxiliar, como el mezclador de la lechada y la bomba de la lechada, son muy compactos en tamaño. (Lewis, 2003)

Hoy en día existen varios tipos de micropilotes, los cuales pueden ser de madera, acero y/o concreto, los cuales pueden ser hincados o en algunos casos se necesita una perforación previa para poder usarlos, cabe indicar que en ciertos casos los costos son elevados para usar este tipo de cimentación.

Sin importar la forma o el tipo del micropilote, este consta de tres partes importantes que son: cabeza, fuste y punta.

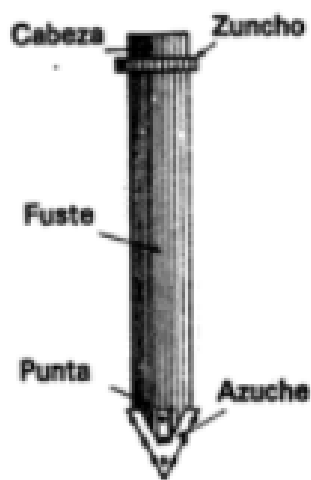


Figura 15: Partes de un micropilote

Cabeza: es la parte superior del pilote, cuando se lo usa como micropilote hinchado soporta los golpes de un martillo para poder introducirse en el suelo y tiende a aplastarse debido a los golpes recibidos.

Fuste: esta parte es el cuerpo del micropilote, las cargas necesariamente pasan por aquí antes de llegar a la punta del pilote.

Punta: esta parte es el extremo inferior del micropilote, la cual está en contacto permanente con el suelo, transmite la carga a este y esta a su vez al estrato de suelo competente.

Algunos datos y partes complementarias sobre micropilotes son los que se nombran a continuación:

Zuncho: anillo metálico, que sirve para confinar y evitar que la armadura del pilote se expanda de manera inapropiada.

Zunchado: esta operación generalmente se da en pilotes de madera para evitar el astillado y consiste en introducir en caliente, sobre la periferia del pilote, un anillo de hierro que al enfriarse comprime progresivamente las fibras y las refuerza. (Davidian, 1982)

Azuque: utilizado mayormente en pilotes de madera y cumple con la función de servir como casco.

Azuchamiento: este procedimiento es realizado cuando se hincha al pilote, y se recomienda efectuárselo con cuidado ya que la punta del azuque debe estar en el eje del pilote, para evitar desviaciones durante el hincado (Davidian, 1982)

Vigas riostras: estos elementos sirven para ser atados entre los encepados, es necesario colocarlos de manera perpendicular, es decir en dos direcciones.

Encepado: es un elemento estructural prismático, que recoge los esfuerzos de las columnas y los transmite hacia el grupo de pilotes, para que estos a su vez sean distribuidos de forma óptima al terreno.

1.5.1.5.1 Tipos de micropilotes

- Micropilotes fabricados in situ
- Micropilotes perforados
- Micropilotes prefabricados en hormigón armado e hincados
- Micropilotes prefabricados en hormigón armado y atornillados
- Micropilotes prefabricados en hormigón y colocados con gatos hidráulicos

1.5.1.5.2 Clasificación de los micropilotes

Los micropilotes generalmente son de forma cilíndrica o prismática, son los encargados de transmitir las cargas hasta un estrato de suelo competente y se los puede clasificar de la siguiente manera.

1.5.1.5.2.1 Por la forma de transmitir la carga al terreno

En esta clasificación se tienen dos divisiones importantes, que son:

Columna: fuerte predominio de la componente de punta (capa resistente bajo suelo blando)

Flotantes: transmisión a lo largo del pilote, al suelo deformable que se adhiere por fuste.

1.5.1.5.2.2 De acuerdo con la aplicación de diseño:

Esta nos indica la función del micropilote, hay dos tipos generales de aplicación.

El primer tipo es donde el micropilote es cargado directamente axialmente o lateralmente y el refuerzo del apilado resiste la mayoría de la carga aplicada. Ejemplos de tal aplicación se muestran en la figura anterior. Este tipo de pila se utiliza para transferir cargas estructurales a un estrato más profundo, más competente o estable y puede ser usado para restringir el movimiento del plano de falla en pendientes. Las cargas son resistidas principalmente por el refuerzo de acero estructuralmente y por la zona de enlace de mortero / lechada.

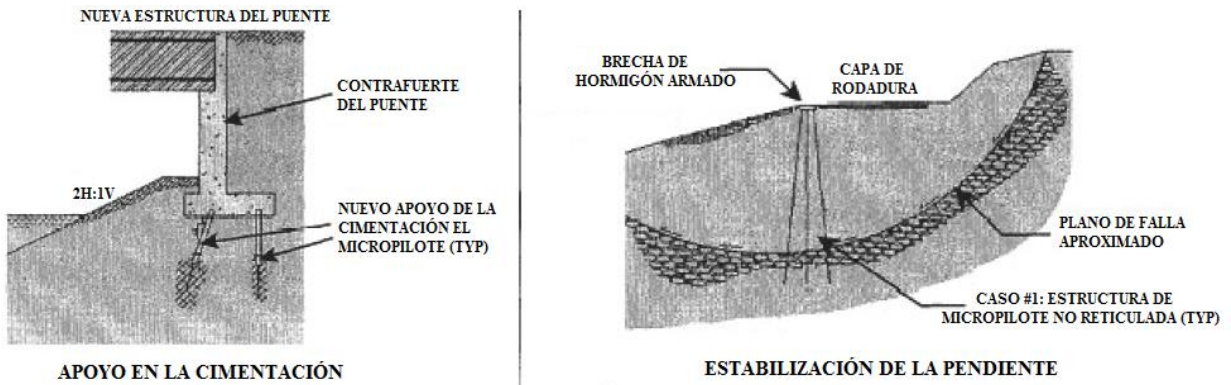


Figura 16: Micropilotes cargados directamente

El segundo tipo de aplicación de diseño es donde el micropilote refuerza el suelo para hacer un compuesto reforzado del suelo que resista la carga aplicada, este es conocido como red de micropilotes reticulados. Los ejemplos se muestran en la siguiente figura. Esta aplicación de micropilote sirve para circunscribir y reforzar internamente el compuesto de suelo reforzado.

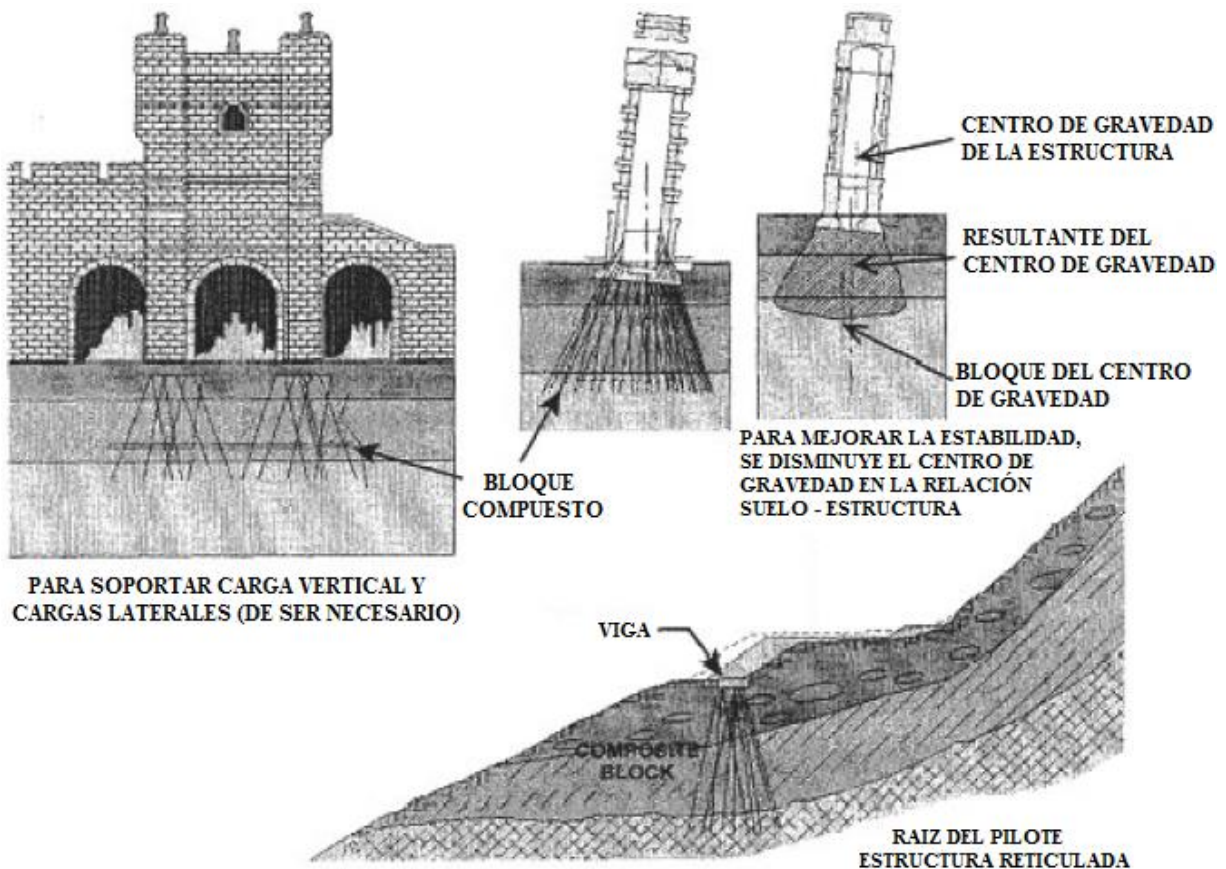


Figura 17: Micropilotes en grupo o reticulados

El método de relleno es generalmente el control de construcción más sensible sobre la capacidad de lechada / masa y varía directamente con el método de relleno. La segunda parte de la clasificación de los micropilotes se basa principalmente en el método de colocación y presión bajo el cual se utiliza el relleno durante la construcción. La clasificación se muestra esquemáticamente en la figura siguiente.

1.5.1.5.2.3 Métodos de relleno

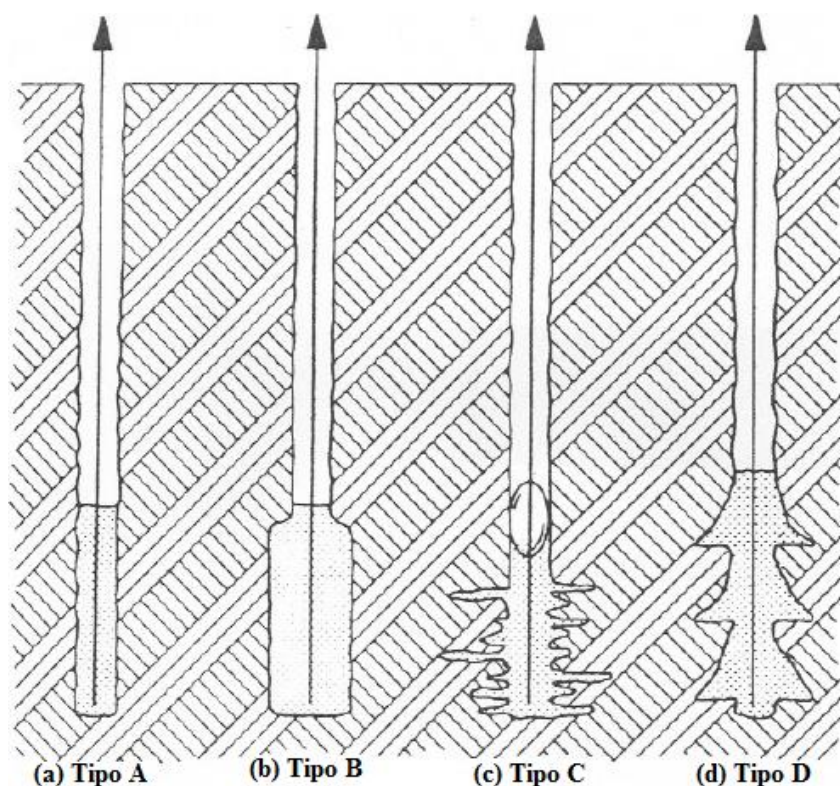


Figura 18: Tipos de micropilotes basados en su método de relleno

Tipo A: La clasificación tipo A indica que la lechada se coloca a gravedad solamente bajo la cabeza. Se pueden utilizar morteros de arena y cemento, ya que la columna de lechada no está presurizada.

Tipo B: El tipo B indica que la lechada de cemento puro se coloca en el agujero bajo presión a medida que se retira la caja de taladro de acero temporal. Las presiones de inyección varían típicamente de 0,5 a 1 MPa y están limitadas para evitar la hidro-fractura del suelo

circundante, y para mantener un sellado alrededor de la envoltura durante su retirada, cuando sea posible.

Tipo C: El tipo C indica un proceso de dos etapas de rejuntado: La lechada primaria se coloca bajo presión de 1,0 - 2,0 MPa, causando el hidro-fractado de la tierra circundante. Antes del endurecimiento de la lechada primaria (típicamente de 15 a 25 minutos), la lechada secundaria se inyecta generalmente por medio del tubo “á manchette”. Este método se denomina a veces IGU (Injection Globale et Unitaire)

Tipo D: El tipo D indica un proceso de dos pasos de rejuntado similar al tipo C con modificaciones a la inyección secundaria. La lechada primaria se coloca bajo presión y después de endurecer la lechada colocada inicialmente, se inyecta una lechada adicional a través del tubo “á manchette” a una presión de 2 a 8 MPa. Un empaquetador puede ser tal que los niveles específicos pueden ser tratados varias veces, si es necesario.

Tipo E: Este tipo de micropilotes se construyen de la siguiente manera, se perfora y se inyecta lechada a través de una barra hueca de acero y de rosca continua; la inyección de lechada sirve para eliminar los trozos restantes, lograr la penetración de la lechada en el suelo y estabilizar el agujero de perforación, a menudo la lechada inicial tiene una alta proporción de agua con respecto al cemento y luego se reemplaza con una lechada estructural más consistente cerca del final de la perforación. (AASHTO, 2014)

1.5.1.5.2.4 Técnicas de perforación

Para seleccionar el método de perforación, se observa el lugar en el cuál se tendrá la mínima perturbación del suelo y adicionalmente se observa las estructuras sensibles que se encuentren alrededor, todo esto es importante tener en cuenta para lograr el rendimiento de perforación requerido.

En todos los métodos de perforación es necesario utilizar algún tipo de refrigerante o fluido para la broca, el cual también sirve como medio de lavado para eliminar los cortes de la

broca, cabe puntualizar que el agua es el fluido que más se usa para las perforaciones y es importante decir otro tipo de fluidos usados como son los polímeros, la espuma y la bentonita.

Generalmente hay seis técnicas usadas comúnmente para realizar las distintas perforaciones, las cuales se muestran a continuación:

Método de perforación	Principio	Diámetros comunes	Profundidades máximas típicas	Observaciones
(a) Perforación de accionamiento	Carcasa con "punto perdido" golpeada sin descarga. Carcasa, con zapato, girada con descarga de agua fuerte.	50 - 100 mm	30 m	Obstrucciones o suelo problemático muy denso
(b) Descarga externa		100 - 250mm	60 m	Necesita un gran torque y fuerza en la bomba de descarga
Dúplex giratorio	Avance y rotación simultaneo de la camisa más la varilla interna, llevándolo hacia la descarga.	100 - 220 mm	70 m	Usado solamente en condiciones muy sensibles del sitio y del suelo. Necesarios altos pares de torsión (sólo descarga interna)
Dúplex concéntrico de percusión rotativa.	Como dúplex giratorio, excepto el encamisado y las varillas golpeadas, así como las rotas.	89 - 175mm	40 m	Útil en condiciones rocosas u obstruidas. Necesario un poderoso martillo de percusión rotativo superior.
Dúplex excéntrico de percusión rotativa. (ODEX/TUBEX)	Como dúplex giratorio, excepto la broca excéntrica en la barra corta, de gran tamaño para facilitar el avance de la carcasa.	89 - 300 mm	60 m	Sistema costoso y difícil uso para sobrecargas.
Dúplex de cabeza doble	Cómo dúplex giratorio, excepto el encamisado y las barras pueden girar en direcciones opuestas.	100 - 150mm	60 m	Potente y nuevo sistema de perforación rápida y directa en terreno muy difícil. Necesaria potencia hidráulica significativa.

Tornillo sinfín	El tornillo sinfín gira a profundidad para permitir la introducción de la lechada a través del vástago.	100 - 400mm	30 m	Problemas comunes: obstrucciones, se debe tener cuidado al ejercerlo sobre suelos sin cohesión. Además, previene la aplicación de presiones de lechada más altas.
-----------------	---	-------------	------	---

Tabla 1: Métodos de perforación

Avance de un solo tubo: En la utilización de este método, la punta de la carcasa del taladro está provista de una corona o broca abierta y la carcasa de la cabeza de perforación se introduce en el suelo por rotación. La descarga de agua se bombea continuamente a través de la carcasa, que lava los escombros hacia afuera y la aleja de la corona. Los restos transportados por el agua, la mayoría de ocasiones escapan hacia la superficie alrededor del exterior de la carcasa, pero pueden perderse en horizontes superiores especialmente sueltos y permeables. Se debe tener cuidado por debajo de las estructuras sensibles para que el lavado no controlado no dañe la estructura causando lo que se conoce como cavitación.

Normalmente, el sistema de descarga de aire no se utiliza con este sistema debido al peligro de sobre-presionar accidentalmente el suelo de forma no controlada, lo que puede causar alteraciones en el suelo. Por el contrario, según se ha observado en otros proyectos, se ha demostrado que los aditivos de descarga de broca de polímero pueden ser muy ventajosos en ciertas condiciones del suelo, en lugar del agua sola. Estos no parecen afectar perjudicialmente al desarrollo de la junta de lechada a tierra como puede ser el caso con las lechadas de bentonita.

Dúplex giratorio: Con esta técnica, se coloca una barra con una broca adecuada dentro de la carcasa del taladro. Está unido a la misma cabeza giratoria que la carcasa, permitiendo la rotación y el avance simultáneos del taladro combinado y de la cadena de la carcasa. El fluido de lavado, normalmente agua o polímero, se bombea a través de la cabeza hacia abajo a través de la barra de perforación central para salir de los orificios de descarga de la broca de perforación.

Los escombros de la perforación que llegan a la superficie se elevan a lo largo del anillo entre la barra de perforación y la carcasa. En la superficie, la descarga sale por los orificios de la cabeza del taladro. Aunque cualquier peligro con el taladro dúplex es menor que cuando se utiliza el método de tubo único, el chorro de aire debe utilizarse con precaución porque los bloqueos dentro del anillo pueden permitir que se produzcan elevadas presiones y volúmenes de aire en la broca y causen alteraciones en el suelo.

Dúplex concéntrico de percusión rotativa: Los sistemas rotativos de percusión dúplex son un desarrollo de los métodos rotativos dúplex, por lo que las barras de perforación son simultáneamente percutido, girado y avanzado. La percusión es proporcionada por una cabeza de perforación rotativa ubicada en la parte superior. Este método requiere una cabeza de perforación sustancial con energía rotatoria y de percusión.

Dúplex excéntrico de percusión rotativa (ODEX/TUBEX): Este método involucra el uso de perforación rotativa de percusión combinada con una broca excéntrica bajo la fresa. El trozo excéntrico corta la caja de la broca, la cual puede ser empujada hacia el taladro sobredimensionado con mucha menos energía de rotación o empuje que el requerido con el método concéntrico que se acaba de describir. Además, la caja de taladro sufre menos desgaste y abrasión.

Las opciones de mayor diámetro, de más de 127 mm de diámetro, a menudo implican el uso de un martillo de abajo-agujero que actúa sobre una zapata de accionamiento en la punta de la carcasa, de modo que la carcasa es empujada eficazmente dentro del agujero de perforación en oposición al lugar al cuál ha sido empujado por un martillo superior. Recientemente, han aparecido de fuentes europeas y japonesas marcas combinadas. Algunas son simplemente versiones mecánicamente más sencillas. Cada variante es un método dúplex de percusión, el cual es totalmente retráctil y crea un agujero de gran tamaño para facilitar el posterior avance de la carcasa.

Dúplex de cabeza doble: Para este método se ha realizado un desarrollo de técnicas dúplex rotativos convencionales, las varillas y carcasas se giran por cabezas de taladro separadas

montadas una encima de la otra. Estas cabezas proporcionan un alto toque (y por lo tanto aumentan potencialmente el corte y la obstrucción), pero con la penalización de la baja velocidad de rotación. Sin embargo, las cabezas están orientadas de tal manera que la inferior (que gira la carcasa exterior) y la superior (girando la cadena de perforación interior) giran en direcciones opuestas. La acción de corte agresivo resultante en la broca permite altas tasas de penetración, mientras que la contra-rotación también desalienta el bloqueo de la carcasa y/o anillo de la barra por los desechos transportados que salen en la descarga de la broca. Además, las varillas interiores pueden operar por técnicas puramente rotatorias o por percusión rotatoria utilizando martillos de accionamiento superior. La característica de contra-rotación promueve la rectitud excepcional del agujero, y fomenta la penetrabilidad, incluso en las condiciones más difíciles del suelo.

Tornillo sinfín: En este tipo de perforación, se tienen sistemas continuos del taladro de vástago con un núcleo central hueco, similar a los usados comúnmente para la investigación de tierra. Estos están instalados por cabezas puramente rotativas. Al perforar hacia abajo, el núcleo hueco está cerrado por una tapa en la broca. Cuando el orificio se ha perforado a profundidad, la tapa es golpeada o soplada por la presión de la lechada, permitiendo que el pilote se forme cuando se retira la barrena. Tales taladros se utilizan principalmente para perforar materiales cohesivos o rocas muy suaves.

Cabe mencionar que las excavaciones descritas anteriormente son hechas con maquinaria de tipo pesado, pero no se puede dejar de lado las excavaciones hechas con herramientas más pequeñas y seguramente alguna de estas es la que se usara para realizar los micropilotes, debido a que el diámetro es pequeño y además no se cuenta con el espacio necesario para poder introducir al terreno maquinaria grande, a continuación, se describirán algunas perforaciones de este tipo:

Barrenadora manual: Con este tipo de perforación se logra avanzar rápidamente cuando se tiene suelos cohesivos sin importar el nivel freático, pero cuando se tiene suelos arenosos saturados o suelos con grava, es necesario colocar previamente un revestimiento, ya que sin este su uso es casi imposible.

Cuando el material a perforar son arenas secas y sueltas, se requiere que las brocas sean humedecidas constantemente, para de esta forma estabilizar el pozo de perforación.

Excavaciones a mano: Al realizar este tipo de perforación por lo general se tiene suelos cohesivos, ya que se puede llegar a obtener muestras casi inalteradas, lo que permite observar y analizar los estratos de manera inmediata, su costo no es elevado ya que la herramienta necesaria (pico, pala) no es costosa, al igual que la mano de obra.

Por lo general se usa este tipo de excavación para perforar desde 0 a 4 metros aproximadamente, dependiendo del tipo de suelo hay ocasiones en las cuales es necesario que se entibe a las paredes como por ejemplo con suelos permeables, siempre verificando su nivel freático.

Como dato adicional se puede decir que este tipo de perforaciones permiten obtener muestras casi inalteradas, por lo tanto, son buenas para analizar in situ y así determinar el tipo de material. Las barrenadoras permiten perforaciones hasta los 10 metros de profundidad.

1.6 Costos en la construcción

Gran parte del objetivo final de esta disertación es su parte económica, ya que se busca construir de manera óptima y económica, pero sin dejar de lado la seguridad en la parte estructural, es por esto por lo que se deben determinar los diferentes costos de los dos tipos de cimentación planteados.

Para poder realizar esta obra sin contratiempos se debe realizar un presupuesto, el cuál es un cálculo económico que se realiza de manera anticipada para así poder definir los costos de la obra, en este caso los presupuestos a realizar serán de las cimentaciones, ya que esta varía dependiendo de la estructura a usarse, de esta manera se puede conocer su costo estimado y su factibilidad.

El análisis de precios unitarios consta de cuatro puntos, los cuales son:

- Indirectos
- Directos
- Imprevistos: Gastos dados por factores no previsibles
- Utilidad: Ganancia que percibe el contratista

1.6.1 Costo indirecto

El costo indirecto puede dividirse en dos grupos, que son los de operación y los de obra:

De Operación: Son los gastos generales que se dan en la oficina central y los cuales son necesarios para el normal funcionamiento de la obra, pero no pueden considerarse dentro de los costos directos y son los siguientes:

- Oficina central
- Arriendo
- Impuestos
- Pago servicios básicos
- Capacitación
- Publicidad
- Seguros
- Viáticos

De Obra: Gastos imprescindibles dentro de una obra, pero no pueden cargarse a un concepto de obra determinado y son los siguientes:

- Traslado de personal
- Impresión de planos
- Pago a residente
- Pago a secretaria
- Sueldo en general al personal administrativo
- Consumos y varios

1.6.2 Costo directo

El costo directo es aquel gasto que tiene aplicación directa (como su nombre lo dice) a un producto determinado y sin el cual no se puede desarrollar de manera adecuada la obra, en estos se incluye la mano de obra, materiales, maquinaria, equipos y herramientas.

Mano de obra: Se define como el esfuerzo físico empleado por una o por varias personas para poder fabricar o reparar algún objeto, es un trabajo cien por ciento necesario en la construcción y los costos a pagar por el trabajo realizado dependen del grado de dificultad que este conlleva, por ejemplo no es lo mismo trabajar con maquinaria pesada haciendo el peinado de un talud, que solamente doblando varillas, los 2 trabajos son muy necesarios, pero el manejo de maquinaria requiere una certificación adicional.

De igual forma existen dos tipos de mano de obra, la que se realiza en oficina que conlleva la parte logística y la parte administrativa (que son los costos indirectos) y el trabajo que es realizado en obra (que forma parte del costo directo)

Materiales: la mayoría de los productos que son empleados en el mundo de la construcción son fabricados con materia prima que se extrae de la naturaleza, y luego de pasar por varios procesos de transformación, en los cuales se usa gran cantidad de energía, finalmente pueden ser usados en las diferentes obras, además estos deben cumplir con ciertas normas, las cuales las proporcionan los diferentes organismos.

Algo adicional y muy importante es que estos productos deben ser duraderos y resistir a la agresividad ambiental, el continuo uso, los diferentes fenómenos meteorológicos (como son la lluvia el granizo, etc).

Los materiales pueden ser de origen local, es decir los que se producen en el mismo sitio en el cual está ubicada la obra, o también pueden ser no originarios del sector, en este tipo de material es necesario incluir los gastos de envío y transporte.

Maquinaria: existe un sin número de maquinaria que es usado para las diferentes construcciones, y depende del uso que le quiera dar para poder escoger la maquina más óptima, existen maquinarias pesadas para grandes movimientos de tierra o maquinaria ligera para movimientos de tierra que no impliquen grandes cantidades de material. De igual forma no es necesario contar con la maquinaria como bien, si no que se la puede alquilar.

Dentro de las operaciones primordiales que debe realizar la maquinaria, se encuentra lo siguiente:

- excavar
- transportar
- cargar
- conformar
- humedecer
- compactar

Existen varias máquinas que realizan las operaciones mencionadas anteriormente, a continuación, se detallaran los tipos de maquinaria más usados:

- excavadora
- retroexcavadora
- cargadora frontal
- motoniveladora
- mototrailla
- compactadora
- volquetas
- tractores
- fresadora
- pavimentadora

Equipos y Herramientas: este rubro es importante tomarlo en cuenta, ya que son herramientas esenciales para realizar los diferentes trabajos en los cuales la maquinaria no está incluida, de igual forma es necesario realizar un análisis para poder conocer su depreciación ya que esta depende de su uso y de la forma como se la trabaje.

1.6.2.1 Costo directo preliminar

Este costo es la sumatoria de los gastos que se dan entre la mezcla de materiales, con mano de obra y maquinaria para poder realizar un nuevo subproducto o mejorar alguno, entre los cuales están los siguientes:

- Hormigones
- Morteros
- Lechadas
- Pastas
- Acero de refuerzo

1.6.2.2 Costo directo final

Este valor está relacionado de igual forma con la mano de obra, materiales, equipos y subproductos necesarios para la realización de un producto, como son los siguientes:

- Cimentaciones
- Estructuras
- Mampostería
- Pisos
- Recubrimientos

1.6.3 Imprevistos

Es importante considerar los imprevistos dentro de la estructura financiera de una obra, y se los coloca dentro de los costos indirectos. Este monto sirve para cubrir cierto tipo de eventualidades como las que se menciona a continuación:

- Casos de emergencia
- Para casos fortuitos o de fuerza mayor
- Horas extras de maestros
- Aumento de costos debido a inflación
- Desperdicios de materiales

1.6.4 Utilidad

La utilidad es un componente significativo dentro de los costos indirectos y se lo debe calcular de manera racional y para cada proyecto, ya que no siempre aplica el mismo porcentaje de utilidad para todos los proyectos.

Representa un porcentaje de ganancia del costo total de la obra y algunos factores que influyen en la utilidad son los siguientes:

- Dificultad técnica de la obra
- Magnitud de la obra
- Plazo de ejecución de la obra

Capítulo 2: Generalidades del proyecto

2.1 Reseña

Con el propósito de garantizar la seguridad de la construcción, y como parte importante de la estructura se realizarán varios estudios previos antes de iniciar con la construcción, entre los cuales destacan los estudios de suelos y los planos arquitectónicos.

Los datos que se muestran en esta parte de la disertación fueron proporcionados por el Municipio del Distrito Metropolitano de Quito, estos corresponden a información del terreno de propiedad del Sr. Manuel Pinduisaca, adicionalmente se tiene planeado la construcción de un edificio de 3 pisos, a continuación, se puede observar la identificación predial, parte del informe de regulación metropolitano (IRM) y área del terreno.

El terreno descrito se encuentra ubicado según el formato Universal Mercator, en las siguientes coordenadas UTM WGS84.

PISO	NIVEL	USOS	UNIT N°	AREA UTIL (AU) O COMPUTABLE	AREA NO COMPUTABLE (ANC)		AREA BRUTA TOTAL DE CONSTRUCCION (AB) m2	AREA A DECLARA O A ENAGENAR m2		AREAS COMUNALES m2	
					CONSTRUIDA m2	ABIERTA m2		CONSTRUIDAm2	ABIERTA m2	CONSTRUIDA m2	ABIERTA M2
	N+0,18	LOCAL 1	1	47.74			47.74	47.74			
	N+0,18	MEDIDOR	1		0.3		0.3			0.3	
	N+00,18	CIRCULACION PEATONAL	1		6.06		6.06			6.06	
	N+0,54	GRADA	1		12.98		12.98			12.98	
	N+0,54	CIRCULACION VEHICULAR	1		4.73		4.73			4.73	
	N+0,54	ESTACIONAMIENTO 1 DEP 2	1		15.12		15.12	15.12			
	N+0,54	ESTACIONAMIENTO 2 DEP 3	1		15.12		15.12	15.12			
	N+0,18	DEPARTAMENTO 1	1	54.24			54.24	54.24			
	N+0,54	PATIO COMUNAL	1		9.61	12.13				9.61	12.13
SUBTOTAL				101.98	63.92	12.13	156.29	117.10		33.68	12.13
	N+3,24	DEPARTAMENTO 2	1	86.00			86.00	86.00			
	N+3,24	DEPARTAMENTO 3	1	78.61			78.61	78.61			
	N+3,24	GRADA	1		14.83		14.83			14.83	
SUBTOTAL				164.61	14.83		179.44	164.61		14.83	
TERRAZA COMUNAL	N+8,64	TAPA GRADA	1		16.10		16.10			16.10	
	N+5,94	LAVADO DEP 1	1			4.30			4.30		
	N+5,94	LAVADO DEP 2	1			4.15			4.15		
	N+5,94	LAVADO DEP 3	1			4.15			4.15		
	N+5,94	TERRAZA COMUNAL	1			150.08					150.08
SUBTOTAL					16.10	150.08	16.1		12.60	16.10	150.08

TOTAL			266.59	94.85	162.21	351.83	281.71	12.60	64.61	162.21
COS PB CONSTRUCCION	57.28	%	AREA UTIL PB 101,98 M2				COS PB MUNICIPIO 50%			
COSTOTAL CONSTRUCCION	149.74	%	AREA UTIL TOTAL 266,59M2				COS TOTAL 240%			

Tabla 2: Cuadro de áreas de la edificación

AREA UTIL PLANTA BAJA	266.59
AREA UTIL COSNTRUIDA EN OTRAS PLANTAS	164.61
AREA TOTAL CONSTRUIDA O AREA BRUTA	351.83
AREA UTIL TOTAL	266.59
AREA NO COMPUTABLE	94.85
AREA TERRENO SEGÚN IRM	180.00
AREA TERRENO SEGÚN LEVANTAMIENTO	178.03
COS PB	57.28
COS TOTAL	149.74

Tabla 3: Cuadro de áreas, resumen

2.2 Estudio de suelos

Para que el desempeño de una estructura sea eficiente y correcto, es necesario la realización de un estudio geotécnico, los cuales tienen que ser realizados e interpretados por profesionales que trabajen en ese medio, ya que si la elaboración o interpretación de las muestras no es la adecuada se tendrán problemas en lo posterior, es por esto aconsejable realizarlo en todos los proyectos por más pequeños que estos parezcan, tal vez aumente el precio de la obra en un 1%, pero a futuro se garantizará la estabilidad de la estructura.

Algo fundamental para asegurar una correcta toma de muestras y para la iniciación del estudio de suelos es necesario realizar una visita de campo al sitio del proyecto, además es importante contar con algunos aspectos que se indican a continuación, ya que esto nos proporcionará una idea más clara sobre qué tipo de material se va a trabajar.

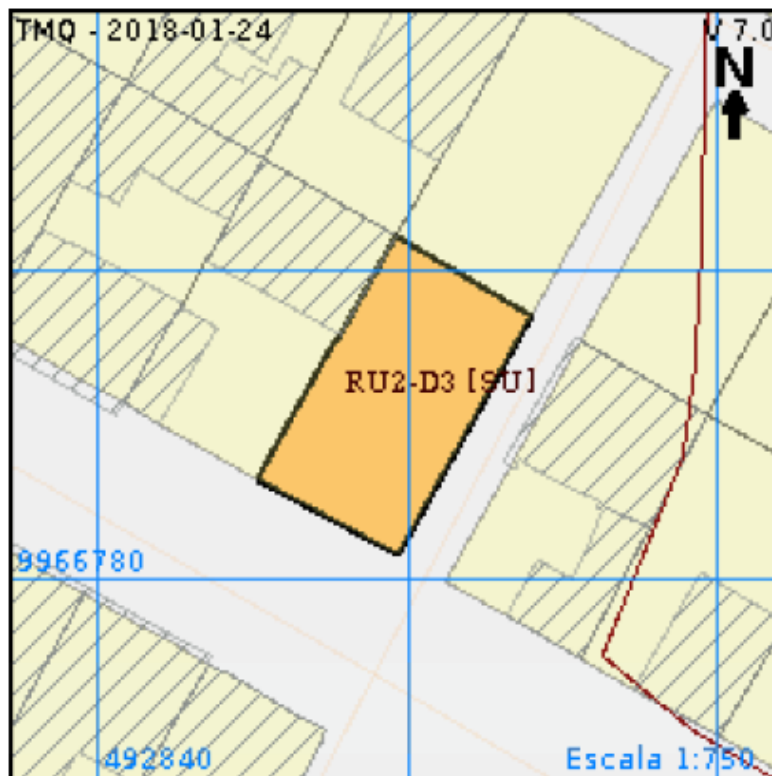


Figura 19: Implantación del proyecto - IRM

2.2.1 Análisis del sector

Es de conocimiento general que el sector en el cual está ubicado el proyecto no cuenta con un estrato de suelo firme en su superficie, por lo que se procederá a analizar algunos puntos a continuación.

2.2.1.1 Geomorfología y geología del sector

La geomorfología es una ciencia que se encarga de estudiar el relieve de la superficie terrestre, la cual varía con el paso de los años debido a procesos naturales que se dan en el planeta tierra.

En la ciudad de Quito conjugamos varios factores entre los que se tiene: tectónicos, volcánicos y erosivos, es por esto por lo que el primer conjunto, la parte alta, se extiende en un ancho de 10Km que va desde los 3000 hasta los 4800 m.s.n.m., y está constituido de rocas volcánicas cuaternarias, que presenta numerosas pendientes fuertes, así como quebradas, las cuales forman redes de drenaje rectangulares, sub paralelas y dendríticas.

REGIÓN		Sierra				
PROVINCIA		Pichincha				
SECTOR		Sur de Quito				
ERA	PERIODO	ANTIGÜEDAD [Ma]	ÉPOCA	ANTIGÜEDAD [Ma]	DEPÓSITO	SIMBOLOGÍA
Cenozoico	Cuaternario	0	Holoceno	0	Volcánicos - Cotopaxi Facies distal	QD
		1.64		0.0117		

Tabla 4: Información geológica, sur de Quito

La segunda parte se extiende por el lado sur hacia Tambillo, y por el lado norte al valle del río Guayllabamba, al este por la cordillera oriental y al oeste por la cordillera occidental, de manera transversal a la cordillera mencionada últimamente existen dos campos de fallas



Figura 21: Leyenda del mapa geológico anterior

El sector en el cual está ubicado el proyecto presenta una forma topográfica casi plana en su totalidad, debido a que su relieve es homogéneo. La altitud a la cual se encuentra oscila entre los 2950 y 2955 m.s.n.m. y se extiende sobre una pendiente llana menor al 3%.

La acción erosiva es intensa, y más cuando las precipitaciones superan los límites registrados en la mayoría del tiempo, lo que provoca a menudo deslizamientos de tierra, erosiones tanto en forma lineal como regresiva, todo esto ha incidido para que se formen valles en forma de V, gracias a esto se sabe la razón por la cual la ciudad ha crecido de manera horizontal y no en forma vertical.

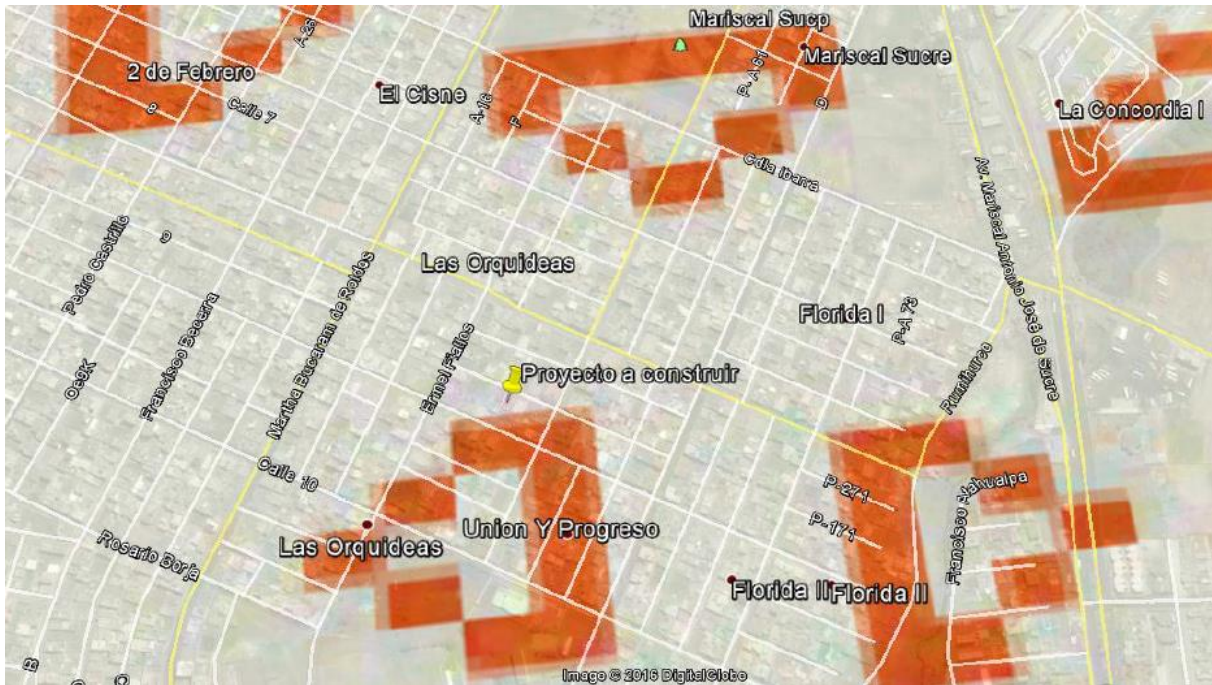


Figura 22: Identificación geológica del proyecto - Mapa Geológico Ecuador

2.2.1.2 Climatología

La climatología es una ciencia que estudia la causa, origen y cambios que surgen en el clima a través de los años, es por esto un punto importante a analizar para poder saber los meses en los cuales se puede hacer o no una perforación.

El sector en el cual está ubicado el proyecto, existen precipitaciones durante todo el año, incluido los meses de verano; la precipitación estimada es de 1273 mm al año, esto debido a que la temperatura también influye en el clima, esta es de 14°C en una media anual, teniendo a mayo como el mes más cálido.

El resultado de conjugar los valores medios de precipitación y temperatura de una cierta zona, con un cierto tipo de vegetación que predomine, ha dado lugar a una clasificación creada por Vladimir Köppen, y según esta el terreno se encuentra en una zona Cfb.

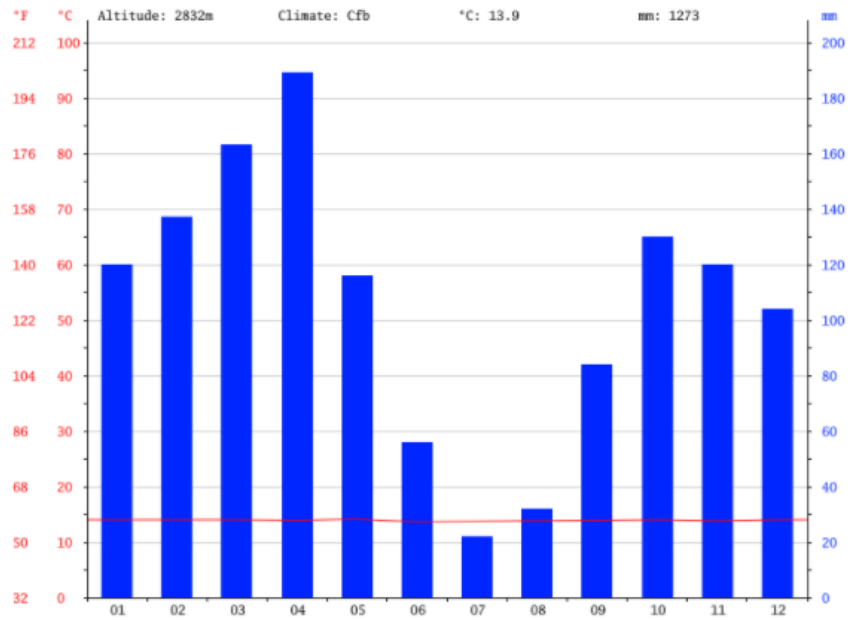


Figura 23: Climograma de Quito (Climate-Data, 2015)

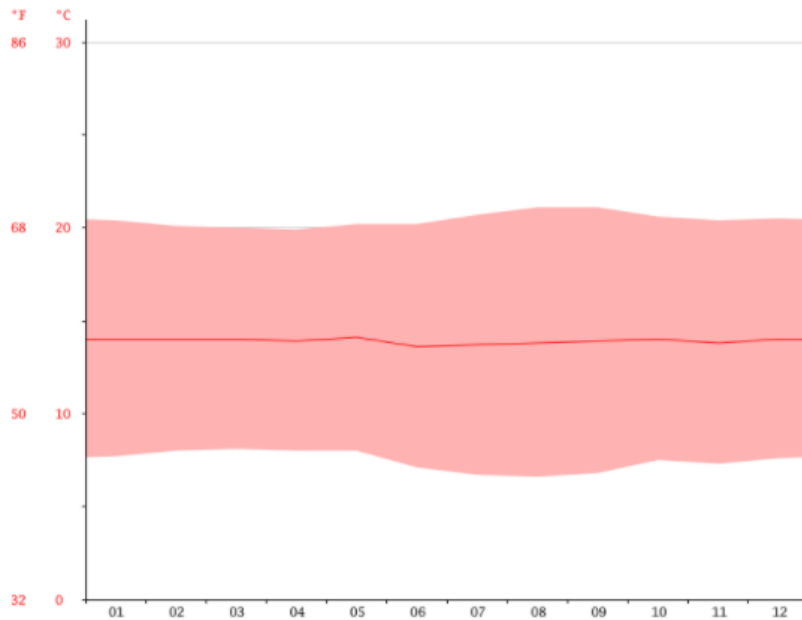


Figura 24: Diagrama de temperatura de Quito (Climate-Data, 2015)

La identificación de estratos en el suelo (clasificación manual, visual) es uno de los puntos importantes a considerar, ya que de esto depende la toma y elaboración de uno u otro ensayo

en laboratorio, es por esto por lo que es necesario que lo realicen personas que sepan de este tema.

Una vez conocido esto, se puede iniciar con los trabajos de campo en el terreno, es aquí donde se toma la decisión del número de perforaciones a realizar y adicionalmente la profundidad que tendrán cada uno de estos, cabe recalcar que estas perforaciones se las debe realizar en el lugar en el cual estará ubicado la obra civil.



Figura 25: Ubicación de toma de muestras

Coordenadas UTM WGS84				
<i>Muestra</i>	<i>Zona</i>	<i>E</i>	<i>N</i>	<i>Cota m.s.n.m.</i>
<i>P1</i>	17 M	765450	9810989	2693
<i>P2</i>	17 M	765427	9811033	2691
<i>P3</i>	17 M	765407	9811080	2692

Tabla 5: Coordenadas de las perforaciones

Los objetivos al realizar el estudio de suelos son los siguientes:

- Determinar el perfil estratigráfico del subsuelo
- Determinar posible asentamiento por introducción de estructuras en el suelo
- Determinar la capacidad de carga admisible en el suelo sobre el cual estará ubicado la nueva estructura
- Determinar a qué altura se encuentra el nivel freático
- Determinar el nivel de cimentación
- Obtener las propiedades mecánicas del suelo en estudio

2.2.2 Trabajo de campo

Es necesario extraer muestras que permitan conocer el perfil estratigráfico del terreno en el cual se trabajará, en el presente estudio se realizaron 3 perforaciones a rotación – percusión, cada una de 6 metro de profundidad, y estas están ubicadas en donde se construirá la obra civil.

Una vez iniciadas las perforaciones, se realizaron varios ensayos de penetración estándar (SPT – Norma ASTM D 1586-99) a cada metro de profundidad,

La prueba del SPT consiste en dejar caer libremente una masa de 63.5 kilogramos, desde una altura de 76 centímetros, este a su vez hinca el penetrómetro, para lo cual se tiene que contar el número de golpes cada 15 centímetros en una distancia de 45 centímetros.

La resistencia a la penetración viene definida como el número de golpes que se tiene en los últimos 30 centímetros, no se toma en cuenta los primeros 15 centímetros para de esta manera evitar la alteración que se produce en la perforación inicial.

Adicionalmente se tomaron muestras representativas de los suelos encontrados para que sean analizados en laboratorio, los ensayos que fueron analizados en laboratorio se encuentran en la siguiente tabla:

Nombre del ensayo	Norma
<i>Clasificación SUCS</i>	ASTM D-2487
<i>Contenido de Humedad Natural</i>	ASTM D-422
<i>Análisis Granulométrico</i>	ASTM D-2216
<i>Límite líquido y límite plástico</i>	ASTM D-4318

Tabla 6: Ensayos de laboratorio a realizar

2.2.3 Características de los suelos

Los diferentes suelos que serán descritos a continuación fueron catalogados de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y según la Norma Ecuatoriana de Construcción de Geotecnia y Diseño de Cimentaciones (NEC-SE-CM).

Sondeo 1: en los 4 primeros metros del sondeo está presente material vegetal en estado de descomposición, lo que se conoce como turba, en forma de matriz arcillosa y de color café oscuro, saturado, según clasificación SUCS es de tipo Pt y según la norma NEC es de tipo F2; en el estrato siguiente, es decir en el metro 5 se tiene la presencia de arcillas limosas tipo CL, de color café oscuro, muy húmedo, adicionalmente se observó la presencia de piedra pómez, en el último estrato en estudio se tiene la presencia de arcillas limosas, según clasificación SUCS es de tipo CL y tipo E según la norma NEC, húmeda, de color café claro y con presencias de oxidaciones. Cabe indicar que el nivel freático está localizado a 80 centímetros de la cota de inicio de la perforación.


PROF. (m)	MUESTREO					W %	GRANULOMETRÍA			LIMITES		SUCS	NEC	PERFIL	DESCRIPCIÓN
	tipo y No	N SPT	N ₆₀	prof. (cm)	%		% pasa			L.L.	I.P.				
							4	40	200						
1.0	P 1	1.0	2	2	30	60	100	100	91			Pt	E		Material vegetal en descomposición (turba) matriz arcillosa color café oscura
2.0	P 1	2.0	2	2	30						Pt	E	Material vegetal en descomposición (turba) matriz arcillosa color café oscura		
3.0	P 1	3.0	3	2	30						Pt	E	Material vegetal en descomposición (turba) matriz arcillosa color café oscura		
4.0	P 1	4.0	5	4	30						Pt	E	Material vegetal en descomposición (turba) matriz arcillosa color café oscura		
5.0	P 1	5.0	10	8	30						CL	E	Arcilla limosa de mediana plasticidad color café oscura, pómez, húmeda		
6.0	P 1	6.0	36	27	30	69	100	77	69	38	16	CL	D		Arcilla limosa de mediana plasticidad color café clara, oxidaciones, húmeda

Tabla 7: Datos en Sondeo 1

Sondeo 2: de igual forma se tiene presencia de material vegetal en los primeros 4 metros del sondeo, en descomposición, es matriz arcillosa de color café oscura, saturada, tipo F2 según norma NEC y de tipo Pt según clasificación SUCS, en el metro 5 arcillas limosas tipo CL según clasificación SUCS, de color café oscuro, muy húmeda y con presencia de piedra pómez, en el metro 6 se tiene el mismo material que se describió en el sondeo 1. El nivel freático se encuentra a 60 centímetros de la cota de inicio de la perforación.

NF:0.60m


PROF. (m)	MUESTREO					W %	GRANULOMETRÍA			LIMITES		SUCS	NEC	PERFIL	DESCRIPCIÓN
	tipo y No	No SPT	N ₆₀	prof. (cm)			% pasa 4	40	200	L.L.	I.P.				
1.0	P 2	1.0	2	2	30						Pt	E		Material vegetal en descomposición (turba) matriz arcillosa color café oscura	
2.0	P 2	2.0	2	2	30	67	100	100	92		Pt	E		Material vegetal en descomposición (turba) matriz arcillosa color café oscura	
3.0	P 2	3.0	3	2	30						Pt	E		Material vegetal en descomposición (turba) matriz arcillosa color café oscura	
4.0	P 2	4.0	8	6	30						Pt	E		Material vegetal en descomposición (turba) matriz arcillosa color café oscura	
5.0	P 2	5.0	7	5	30	73	100	76	67	39	20	CL		E	Arcilla limosa de mediana plasticidad color café oscura, pómez, húmeda
6.0	P 2	6.0	39	29	30							CL		D	Arcilla limosa de mediana plasticidad color café clara, oxidaciones, húmeda

Tabla 8: Datos en Sondeo 2

Sondeo 3: presencia de material vegetal en descomposición en los cuatro primeros metros de sondeo, de igual manera a los sondeos anteriores en matriz arcillosa de color café oscura, saturada, y tipo Pt según clasificación SUCS y tipo F2 según norma NEC, en el metro siguiente se tiene la presencia de arcillas limosas de tipo CL, color café oscuro, muy húmedo, con presencia de piedra pómez, en el fin de sondeo, metro 6, se tiene la presencia de arcillas limosas tipo CL según clasificación SUCS, color café claro, húmedas, con presencia de oxidaciones. Nivel freático se localiza a 170 centímetros de la cota de inicio de la perforación.

NF:1.70m

PROF. (m)	MUESTREO				W %	GRANULOMETRÍA			LÍMITES		SUCS	NEC	PERFIL	DESCRIPCIÓN
	tipo y No	N SPT	N ₆₀	prof. (cm)		% pasa 4	40	200	L.L.	I.P.				
1.0	P 3	1.0	2	2	30	63	100	100	89					Material vegetal en descomposición (turba) matriz arcillosa color café oscura
2.0	P 3	2.0	2	2	30									Material vegetal en descomposición (turba) matriz arcillosa color café oscura
3.0	P 3	3.0	3	2	30									Material vegetal en descomposición (turba) matriz arcillosa color café oscura
4.0	P 3	4.0	6	5	30	72	100	100	91					Material vegetal en descomposición (turba) matriz arcillosa color café oscura
5.0	P 3	5.0	12	9	30									Arcilla limosa de mediana plasticidad color café oscura, pómez, húmeda
6.0	P 3	6.0	36	27	30									Arcilla limosa de mediana plasticidad color café clara, oxidaciones, húmeda

Tabla 9: Datos en Sondeo 3

Profundidad (m)	P1		P2		P3	
	SUCS	NEC	SUCS	NEC	SUCS	NEC
1.00	Pt	F2	Pt	F2	Pt	F2
2.00	Pt	F2	Pt	F2	Pt	F2
3.00	Pt	F2	Pt	F2	Pt	F2
4.00	Pt	F2	Pt	F2	Pt	F2
5.00	CL	E	CL	E	CL	E
6.00	CL	E	CL	E	CL	E

Tabla 10: Clasificación de suelos SUCS y NEC, cuadro de resumen

2.2.4 Análisis

2.2.4.1 Análisis de capacidad de carga

La capacidad de carga admisible del suelo de cimentación ha sido evaluada considerando que puede fallar por asentamiento (es decir por compresión)

La expresión dada por Meyerhoff ha sido utilizada para hacer el respectivo calculo por compresión:

$$q_{adm} = \frac{Nkd}{0.80}, \text{ si } B < 1.20m$$

$$q_{adm} = \frac{Nkd}{1.2} * \frac{(B + 0.305)^2}{B^2} \text{ si } B \geq 1.20m$$

$$kd = 1 + \frac{0.20 * Df}{B} \leq 1.20m$$

A continuación, se presentarán los cuadros del análisis de capacidad de carga por asentamiento, en función del “N” (SPT)

Profund. (m)	N(spt)	Ncorr	Q(teng) (tn/m2) 1.80	Q(teng) (tn/m2) 2.00	Q(mey) (tn/m2) 1.80	Q(mey) (tn/m2) 2.00	PROMEDIO
1.00	2.00	2.00	-1.20	-1.17	2.53	2.44	0.63
2.00	2.00	2.00	-1.20	-1.17	2.74	2.66	0.74
3.00	3.00	3.00	0.00	0.00	4.10	3.98	1.99
4.00	5.00	5.00	2.41	2.34	6.84	6.64	4.49
5.00	10.00	10.00	8.42	8.18	13.68	13.28	10.73
6.00	36.00	25.50	27.08	26.30	34.87	33.87	30.09

Tabla 11: Análisis de capacidad de carga, Sondeo 1

Profund. (m)	N(spt)	Ncorr	Q(teng) (tn/m2) 1.80	Q(teng) (tn/m2) 2.00	Q(mey) (tn/m2) 1.80	Q(mey) (tn/m2) 2.00	PROMEDIO
1.00	2.00	2.00	-1.20	-1.17	2.53	2.44	0.63
2.00	2.00	2.00	-1.20	-1.17	2.74	2.66	0.74
3.00	3.00	3.00	0.00	0.00	4.10	3.98	1.99
4.00	8.00	8.00	6.02	5.84	10.94	10.63	8.24
5.00	7.00	7.00	4.81	4.68	9.57	9.30	6.99
6.00	39.00	27.00	28.88	28.05	36.93	35.86	31.96

Tabla 12: Análisis de capacidad de carga, Sondeo 2

Profund. (m)	N(spt)	Ncorr	Q(teng) (tn/m2)	Q(teng) (tn/m2)	Q(mey) (tn/m2)	Q(mey) (tn/m2)	PROMEDIO
			1.80	2.00	1.80	2.00	
1.00	2.00	2.00	-1.20	-1.17	2.53	2.44	0.63
2.00	2.00	2.00	-1.20	-1.17	2.74	2.66	0.74
3.00	3.00	3.00	0.00	0.00	4.10	3.98	1.99
4.00	6.00	6.00	3.61	3.51	8.21	7.97	5.74
5.00	12.00	12.00	10.83	10.52	16.41	15.94	13.23
6.00	38.00	26.50	28.28	27.47	38.24	35.20	31.33

Tabla 13: Análisis de capacidad de carga, Sondeo 3

2.2.4.2 Análisis de asentamientos

Según el perfil estratigráfico encontrado y dadas las características de la estructura a construirse, se concluyen que los asentamientos a considerar son a corto plazo.

Los asentamientos han sido calculados sobre la base de la fórmula empírica de Meyerhoff, como la expresión que se indica a continuación

$$S = C_d * C_w * \frac{q}{1.92N} * \left(\frac{2B}{B + 0.305} \right)^2$$

Se incluyen los cuadros de análisis de asentamientos y son presentados a continuación:

PROFUND:	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
Cd :	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
Cw :	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q[t/m2]	5	5	5	5	5	5
N(SPT)	2	2	3	5	10	26
Asentam.	2.67	2.67	1.78	1.07	0.53	0.21

Tabla 14: Análisis de asentamientos, Sondeo 1

PROFUND:	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
Cd :	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
Cw :	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q[t/m2]	5	5	5	5	5	5
N(SPT)	2	2	3	8	7	39
Asentam.	2.67	2.67	1.78	0.67	0.76	0.14

Tabla 15: Análisis de asentamientos, Sondeo 2

PROFUND:	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
Cd :	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
Cw :	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q[t/m2]	5	5	5	5	5	5
N(SPT)	2	2	3	12	38	21
Asentam.	2.67	2.67	1.78	0.44	0.14	0.25

Tabla 16: Análisis de asentamientos, Sondeo 3

2.2.5 Análisis Sísmico

Ya que nuestro país se encuentra en una zona con actividad sísmica alta, es necesario y obligatorio realizar el debido análisis sísmico para así poder realizar estructuras sismo resistentes.

El objetivo del análisis sísmico es encontrar las fuerzas y momentos internos que se producen debido a una carga sísmica, en todos y cada uno de los elementos que sean estructurales, luego de esto se procederá a su diseño.

Algunos criterios importantes a tomar en cuenta para realizar un correcto análisis sismo resiste en las estructuras son los siguientes:

- resistir sismos leves, sin daños
- resistir sismos moderados, considerando la posibilidad de daños estructurales leves
- resistir sismos severos (Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2007)

También esto dependerá de la zona en la cual este ubicada la edificación a realizar, como se puede observar a continuación, en nuestro país existen diversas zonas sísmicas, pero el proyecto a construir está ubicado en una zona sísmicamente alta, por lo cual es necesario realizar un correcto diseño sísmico que se presentará en el capítulo siguiente.

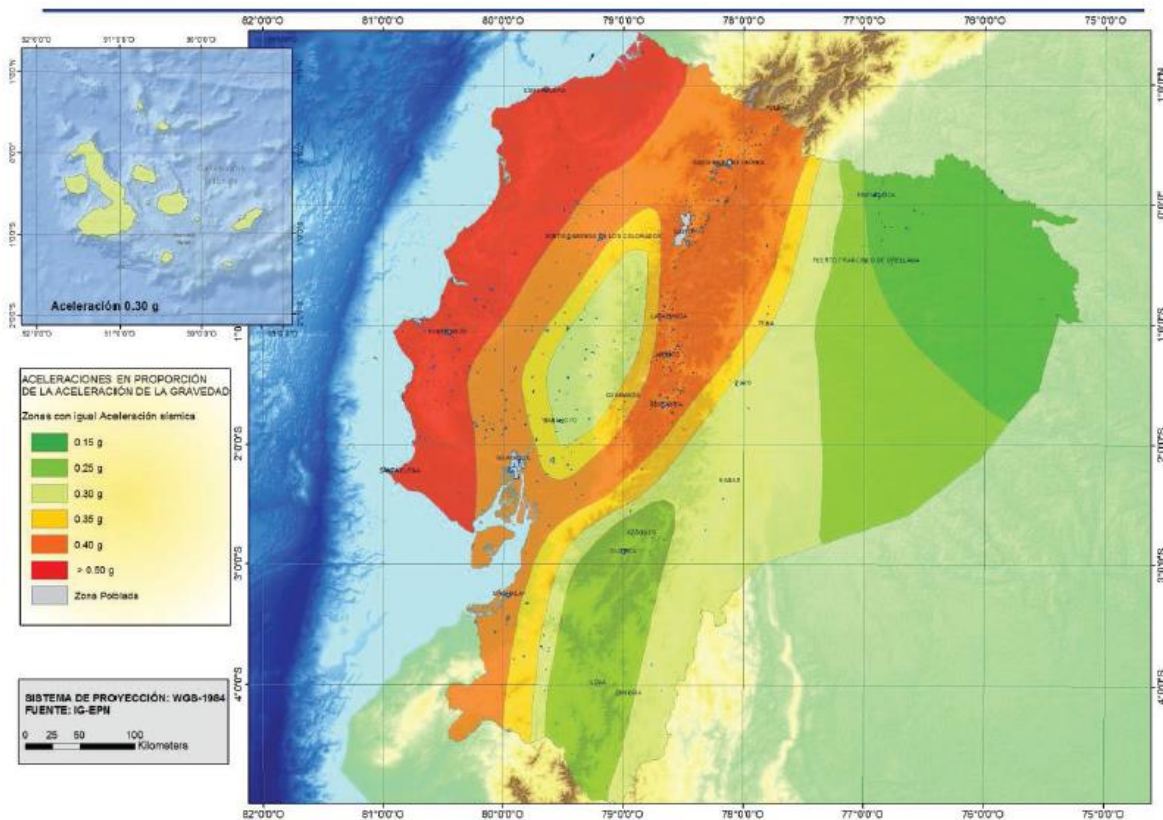


Figura 26: Zona sísmica para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z

El mapa de zonificación sísmica para diseño, fue realizado para todo el territorio ecuatoriano, de acuerdo con las metodologías empleadas a nivel mundial y a la disponibilidad de la información a nivel local.

Según señala la norma NEC de Peligro Sísmico, el mapa de zonificación sísmica para diseño procede del resultado del estudio realizado para peligro sísmico, el cual tiene un 10% de excedencia en 50 años con un periodo de retorno de 475 años. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Adicionalmente incluye una saturación a 0.50g de los valores de aceleración sísmica para roca que está ubicado en el litoral ecuatoriano, y es por esto que caracteriza la zona VI.

El terreno en estudio ubicado al sur de la ciudad de Quito, en la parroquia La Ecuatoriana, sector Las Orquídeas, está localizado en una zona de intensidad sísmica de grado V con valor de factor $Z = 0.40$, lo cual nos indica que su peligro sísmico es alto.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 17: Valor de factor Z en función de su zona sísmica

Una vez determinada la zona de intensidad se pueden obtener los diferentes coeficientes de perfil de suelo:

Fa: amplificación de suelo en la zona de período corto

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 18: Tipo de suelo y factor de sitio Fa

Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 19: Tipo de suelo y factor de sitio F_d

F_s : comportamiento no lineal de los suelos

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 20: Tipo de suelo y factor de comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Correlacionando los resultados obtenidos anteriormente con los coeficientes de perfil de suelo que están en función del tipo de perfil de suelo, zona sísmica y factor Z, se tiene el siguiente cuadro:

Tipo de suelo	Zona sísmica	Factor Z	F_a	F_d	F_s
E	V	0.4	1.0	1.6	1.9

Tabla 21: Coeficientes de perfil de suelo, cuadro de resumen

Algunos de los datos mencionados anteriormente han sido empleados para el respectivo estudio de suelos y de igual forma se usarán para el análisis estructural.

2.3 Descripción Arquitectónica

La futura construcción es propiedad privada del Sr. Pinduisaca, la cual cuenta con los espacios necesarios que se consideran en las normativas arquitectónicas, a continuación, se mencionarán los espacios con los cuales contará la construcción:

Planta baja:

Dos estacionamientos internos

Un local comercial

Departamento 1:

- dos dormitorios

- un baño

- una cocina

- una sala

- un comedor

Segundo piso: en esta planta se tiene dos departamentos

Departamento 2:

- sala

- comedor

- cocina

- dos dormitorios

- un baño compartido

- dormitorio master con su respectivo baño

Departamento 3:

- sala comedor

- cocina

- dos dormitorios
- un baño compartido
- dormitorio master con su respectivo baño

Tercer piso:

- terraza accesible
- tapagrada

La información mencionada anteriormente fue proporcionada por el arquitecto Fraga, planos arquitectónicos realizados según las “Normas de Arquitectura y Urbanismo”, el cual fue aprobado mediante ordenanza #3457 (que es la actual y vigente).

Las fachadas laterales y frontales se ilustran a continuación, y en estas se puede observar con mayor claridad algunos detalles:

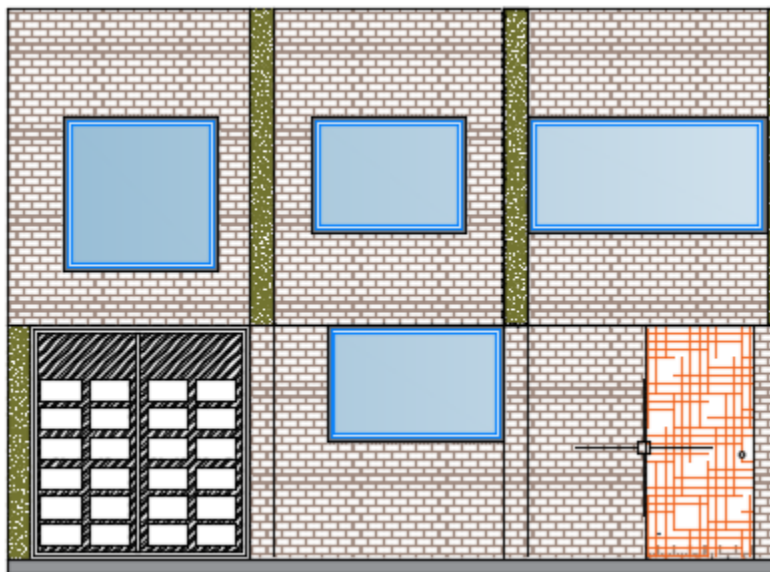


Figura 27: Fachada frontal

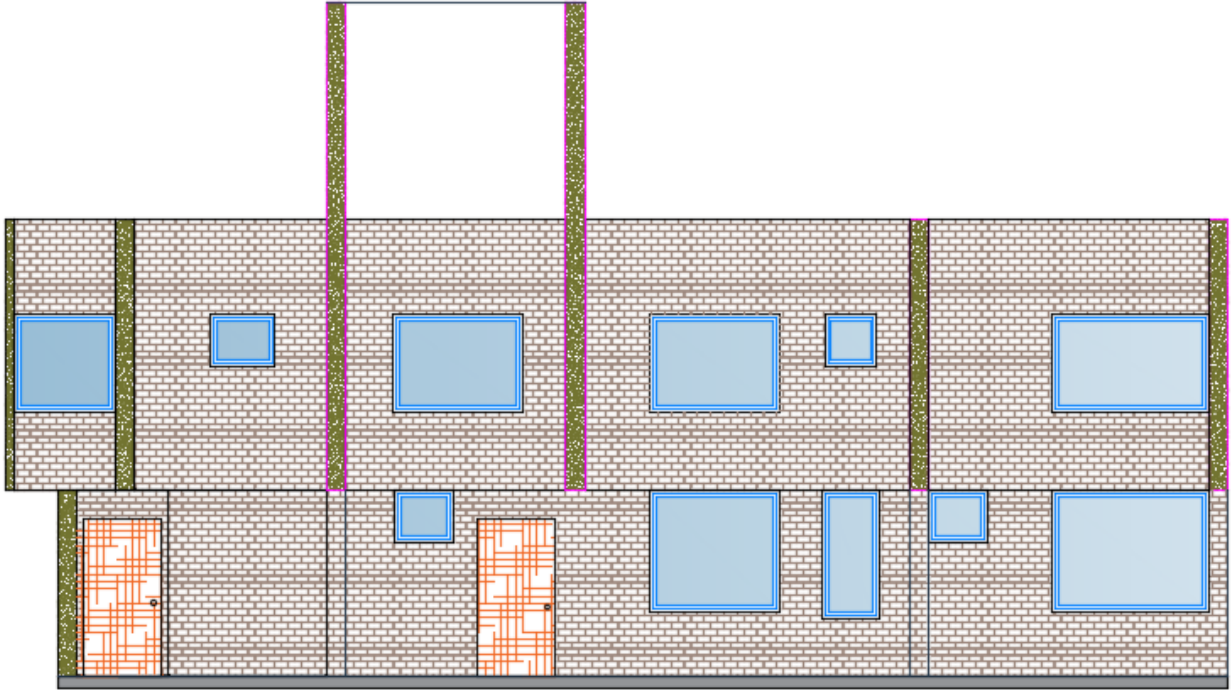


Figura 28: Fachada lateral

Como se puede observar en las imágenes anteriores, la vivienda contará con varias ventanas, lo cual es muy favorable ya que desde el punto de vista arquitectónico recomiendan esto, con el fin de aprovechar la luz del día de mejor manera, lo cual aporta claridad a toda la construcción.

La vivienda tiene un área bruta de construcción de 361.44 m^2 , y un área útil de 266.59 m^2 por piso. El área de construcción que ocupará la planta baja es de $156,29 \text{ m}^2$, mientras que la del segundo piso es de $179,44 \text{ m}^2$, y en el tercer piso será de 16.10 m^2

Capítulo 3: Proyecto

3.1 Análisis y diseño estructural de la edificación

3.1.1 Predimensionamiento de los elementos estructurales

3.1.1.1 Prediseño de losa

Determinación del espesor de la losa:

Para determinar el espesor a usarse en la losa, se basa en la tabla 8.3.1.3 del ACI 318-14, la cual nos indica el espesor mínimo para losas en dos direcciones.

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{14000}\right)}{36 + 9\beta} > 9 \text{ cm}$$

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{14000}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} > 12.5 \text{ cm}$$

dónde:

ln: Mayor luz libre (cm)

f_y : Límite de fluencia del acero (Kg/cm^2).

α_{fm} : valor promedio de α_f para las vigas en los bordes de un panel (0.2 para este caso)

β : relación de la dimensión larga a corta, de las luces libres para losas en dos direcciones.

$$\beta = \frac{\text{mayor luz}}{\text{menor luz}} = \frac{470}{330} = 1.42$$

$$h = \frac{445 \text{ cm} \left(0.8 + \frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{14000} \right)}{36 + 9(1.42)} = 10.03 \text{ cm}$$

$$h = \frac{445 \left(0.8 + \frac{4200 \frac{kg}{cm^2}}{14000} \right)}{36 + 5(1.42)(0.2 - 0.2)} = 13.60 \text{ cm}$$

De la misma manera en la tabla 7.3.1.1 del ACI 318-14, se determina el espesor mínimo de losa, en una dirección

$$h = \frac{l}{28} = \frac{445 \text{ cm}}{28} = 15.89 \text{ cm}$$

Consideramos el espesor de la losa como el promedio de los valores calculados anteriormente, y se calcula como se muestra a continuación:

$$h = \frac{13.60 \text{ cm} + 15.89 \text{ cm}}{2} = 14.75 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Dicho valor corresponde al espesor de una losa maciza, pero en el proceso constructivo se requiere el uso de losas alivianadas para lo cual se plantea una sección tipo, con bloques de alivianamiento de 20cm*40cm, la altura de la losa se la considerará de 25 cm.

Para realizar el modelado de la estructura en el software SAP2000, se requiere definir un espesor de losa maciza equivalente, el cual debe cumplir en la equivalencia con el material, inercia y peso de la losa nervada.

$$\text{Inercia de la sección} = 24548.611 \text{ cm}^4$$

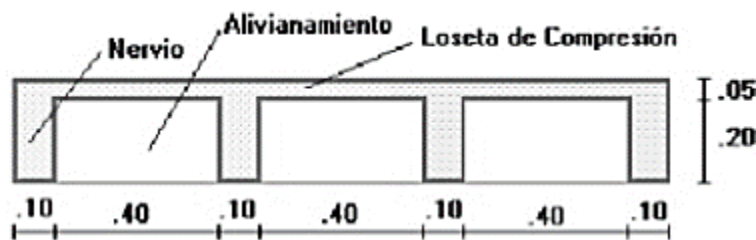


Figura 29: Losa alivianada tipo Fuente especificada no válida.

Se obtiene el espesor equivalente en inercia con la siguiente expresión:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 * Inercia}{b}}$$

dónde:

b = ancho de la sección a calcularse (50cm)

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 * 24548.611 \text{ cm}^4}{50 \text{ cm}}} = 18.06 \text{ cm}$$

$$h_{eq} = 18.06 \text{ cm} > 14.75 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

3.1.1.2 Prediseño de vigas

En base a la tabla 9.3.1.1 del ACI 318-14 se determina la altura mínima de las vigas de lo que se obtiene:

Condición de apoyo	Altura mínima, $h^{[1]}$
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Tabla 22: Altura mínima de vigas no presfrozadas

dónde:

ln: mayor luz libre

Se tomará la condición de apoyo como simplemente apoyada:

$$h = \frac{ln}{16}$$

$$h = \frac{445 \text{ cm}}{16} = 27.81 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Se tiene que cumplir la siguiente relación $\frac{b}{h} \geq 0.30$

Para lo cual se asume $b = 25 \text{ cm}$

$$\frac{25\text{cm}}{30\text{cm}} = 0.83 \geq 0.30 \quad \underline{\text{OK}}$$

3.1.1.3 Prediseño de Columnas

Para el prediseño de estos elementos nos regiremos en la normativa técnica que indica el ACI 318-14, la cual especifica en la sección 10.5.1.1 del código, que la resistencia de diseño a lo largo de la columna debe cumplir lo siguiente:

$$\phi P_n \geq P_u$$

dónde:

ϕ : es el factor de reducción de resistencia, se considera el valor de 0.65 para elementos sometidos a compresión pura

P_n : resistencia nominal a carga axial de la sección transversal

P_u : carga última mayorada

De igual forma puntualiza en la sección 22.4.2.1 que la resistencia nominal axial de compresión máxima “ P_n máx.” para elementos no pre-esforzados y con estribos de refuerzo sometidos a compresión, se calcula de la siguiente manera:

$$P_{n \text{ máx.}} = 0.80 * P_o$$

Siguiendo las especificaciones del código ACI 318-14, en la sección 22.4.2.2, indica que la resistencia axial nominal P_o para miembros no pre-esforzados y compuestos de concreto y acero estructural, se calcula con la siguiente expresión:

$$P_o = 0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$$

dónde:

A_g : área de concreto de la sección

A_{st} : área total del refuerzo longitudinal no pre-esforzado en la sección

$$A_{st} = \rho * A_g$$

ρ : cuantía de acero en secciones de hormigón armado, según la NEC 15 se asume el 1% como valor mínimo.

De acuerdo a las consideraciones mencionadas anteriormente se obtiene:

$$P_u = \phi P_{n \text{ máx.}}$$

$$P_u = \phi * 0.80 * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

datos:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{st} = 0.01 * A_g$$

$$P_u = 114 * A_g$$

Para el cálculo de la carga última “Pu”, se toma en consideración el peso correspondiente de la carga mayorada por metro cuadrado aplicada sobre el área colaborante de la columna crítica de toda la edificación, de lo cual se obtiene la siguiente expresión:

$$P_u = W_u * A_c$$

dónde:

Wu: Carga mayorada por metro cuadrado

Ac: Área colaborante de la columna crítica

En base a las combinaciones de carga que propone la NEC-SE-CG (cargas no sísmicas), en su sección 3.4.3, elegimos la combinación #2,

$$1,2 D + 1,6 L + 0,5 \text{ máx [Lr ; S ; R]}$$

Se seleccionó la combinación 2, por ser la más desfavorable, por lo que tenemos como carga mayorada lo siguiente:

Carga muerta “D”: 0.8 t/m²

Carga viva “L”: 0.2 t/m²

$$W_u = 1.2 (0.8) + 1.6 (0.2) = 1.28 t/m^2 * 2 \text{ pisos} = 2.56 t/m^2$$

$$A_c = 13.73 m^2$$

Como resultado obtenemos una carga última de $P_u = 35.15$ toneladas.

Para concluir con el prediseño de las columnas se relacionan las ecuaciones referidas anteriormente con el resultado obtenido de la carga última mayorada.

$$P_u = 114 * A_g$$

$$P_u = 35.15 \text{ toneladas}$$

Entonces se despeja la expresión y queda de la siguiente manera:

$$A_g = \frac{35150 \text{ kg}}{114 \text{ kg/cm}^2} = 308.33 \text{ cm}^2$$

Definimos una sección cuadrada para las columnas, por lo cual es necesario obtener la raíz cuadrada del área requerida

$$b = \sqrt[2]{308.33} = 17.56 \text{ cm},$$

Como se puede observar el lado mínimo requerido es de 17.56 cm, pero según lo que indica la norma el valor mínimo debe ser de 30cm o lo que es igual a 900 cm², para el presente proyecto asumimos un valor de 35cm, entonces el prediseño de la columna es de 35x35cm.

3.1.2 Modelación de la estructura en el programa SAP2000

Para la generación del modelo estructural se toma en cuenta varios aspectos los cuales se mencionan a continuación:

- Unidades de trabajo, sistema SI (tonelada, metro)
- Definición de materiales
- Para los elementos estructurales columnas y vigas se utilizará hormigón armado con esfuerzo de compresión igual a $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Para modelar la losa equivalente definida anteriormente se utilizará una modificación del hormigón de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ en el cual se cambiará su peso por unidad de volumen.
- Para el acero de refuerzo de los elementos estructurales se utilizará un esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Con los prediseños calculados anteriormente, se procede a definir las secciones, cabe mencionar que en el programa se debe agrietar los momentos de inercia de los elementos para tener un análisis más confiable.

Como señala el ACI, el agrietamiento para columnas debe ser del 80%, mientras que para vigas y losas debe ser del 50%

- Losa equivalente: 18.60 cm de espesor
- Vigas: $b=25\text{cm}$, $h=30\text{cm}$
- Columnas: $b=35\text{cm}$, $h=35\text{cm}$

Se adjuntan ilustraciones de tipo de apoyos y empotramiento en base de columnas.

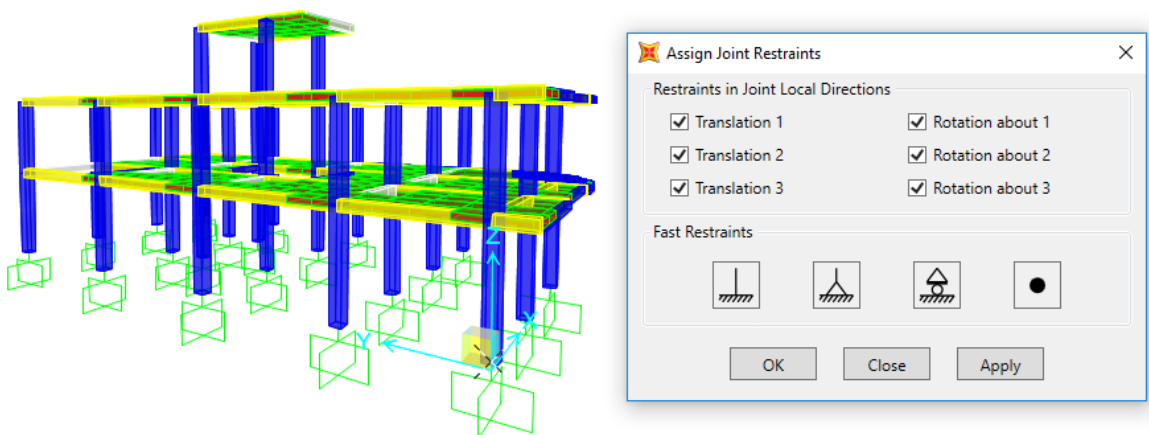


Figura 30: Apoyos

Modos de vibración de la estructura, en base la normativa de la NEC-SE-DS, para el análisis modal espectral se deben considerar los modos de vibración de la estructura, para lo cual presentamos las siguientes tablas:

Modal Participating Mass Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.320113	0.838871	0.004541	0.00006	0.838871	0.004541	0.00006	0.000001592	0.041779	0.043602	0.000001592	0.041779	0.043602
MODAL	Mode	2	0.298119	0.013411	0.821358	0.000077	0.852282	0.825899	0.000137	0.013404	0.00152	0.069632	0.013406	0.0433	0.113234
MODAL	Mode	3	0.262732	0.025384	0.077247	0.000017	0.877666	0.903146	0.000154	0.002009	0.00294	0.795146	0.015415	0.04624	0.90838
MODAL	Mode	4	0.13999	0.04785	0.000001435	0.000003095	0.925516	0.903147	0.000157	0.000005352	0.060298	0.001094	0.015421	0.106538	0.909474
MODAL	Mode	5	0.108655	0.000012	0.039699	0.002744	0.925528	0.942847	0.002901	0.044434	0.000337	0.0000001639	0.059895	0.106874	0.909474
MODAL	Mode	6	0.104105	0.001376	0.000021	0.007043	0.926904	0.942868	0.009944	0.011697	0.01779	0.000521	0.071551	0.124664	0.909995
MODAL	Mode	7	0.096698	0.003023	0.0014	0.025458	0.929927	0.944267	0.035402	0.050224	0.042973	0.000909	0.121776	0.167638	0.910904
MODAL	Mode	8	0.090039	0.019344	0.0000002053	0.000127	0.949271	0.944268	0.035523	0.000437	0.029706	0.006144	0.122213	0.197344	0.917049
MODAL	Mode	9	0.085742	0.022589	0.006636	0.000082	0.97186	0.950903	0.035611	0.004493	0.022548	0.040377	0.126706	0.219892	0.957425
MODAL	Mode	10	0.079984	0.002121	0.005214	0.012951	0.973981	0.955117	0.048952	0.015359	0.024253	0.0000002959	0.146985	0.244145	0.957425
MODAL	Mode	11	0.078811	0.006901	0.038675	0.012056	0.980882	0.994792	0.060617	0.032411	0.000303	0.000405	0.178476	0.244448	0.95783
MODAL	Mode	12	0.078292	0.000043	0.000233	0.015052	0.980925	0.995025	0.075669	0.023133	0.013639	0.000004725	0.201609	0.258087	0.957835

Figura 31: Comportamiento modal de la estructura (SAP 2000)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	PPMX	PPMY	SumUX	SumUY	RZ	TORSION
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	% (3º)	% (3º)	Unitless	Unitless	Unitless	% (3º)
MODAL	Mode	1	0.320113	0.838871	0.004541	95.58	0.50	0.838871	0.004541	0.043602	4.36
MODAL	Mode	2	0.298119	0.013411	0.821358	1.53	90.94	0.852282	0.825899	0.069632	6.96
MODAL	Mode	3	0.262732	0.025384	0.077247	2.89	8.55	0.877666	0.903146	0.795146	79.51
MODAL	Mode	4	0.13999	0.04785	1.435E-06			0.925516	0.903147	0.001094	
MODAL	Mode	5	0.108655	0.000012	0.039699			0.925528	0.942847	1.639E-08	
MODAL	Mode	6	0.104105	0.001376	0.000021			0.926904	0.942868	0.000521	
MODAL	Mode	7	0.096698	0.003023	0.0014			0.929927	0.944267	0.000909	
MODAL	Mode	8	0.090039	0.019344	2.053E-07			0.949271	0.944268	0.006144	
MODAL	Mode	9	0.085742	0.022589	0.006636			0.97186	0.950903	0.040377	
MODAL	Mode	10	0.079984	0.002121	0.005214			0.973981	0.956117	2.659E-08	
MODAL	Mode	11	0.078811	0.006901	0.038675			0.980882	0.994792	0.000405	
MODAL	Mode	12	0.078292	0.000043	0.000233			0.980925	0.995025	4.725E-06	

Figura 32: Cuadro de resumen del comportamiento modal

En los reportes obtenidos del programa podemos observar que la estructura presenta un comportamiento tal, que el primer modo de vibración (eje X) y el segundo modo de vibración (eje Y), son de desplazamiento; y el tercer modo de vibración (eje Z) es de torsión.

Además, podemos ver que en el cuarto modo de vibración la masa modal acumulada es más del 90%, lo cual nos permite afirmar que el comportamiento de la estructura es adecuado, como especifica la normativa.

Asignaciones de cargas, estas serán definidas de acuerdo a la normativa NEC-SE-CG.

Carga muerta: aquí interviene el peso propio de los elementos estructurales, peso de instalaciones, peso de recubrimientos y la sobrecarga muerta. Lo que nos da un valor de $CM= 0.6 \text{ t/m}^2$ para la primera planta, $CM= 0.4 \text{ t/m}^2$ para la terraza y un valor de $CM= 0.2 \text{ t/m}^2$ para el tapagrada

Carga viva: en base a la NEC-SE-CG, el valor a usar para la edificación debe ser de $CV= 0.2 \text{ t/m}^2$ para viviendas y $CV= 0.07 \text{ t/m}^2$ para el tapagrada.

Combinaciones de carga, estas se definirán conforme al código del ACI318-14, NEC-SE-CG, y las predeterminadas en el software utilizado

Periodo de vibración “T” en la estructura, el periodo de vibración fue calculado en base a la NEC-SE-DS, en la sección 6.3.3 por el método 1, la cual nos muestra un período de $T = 0.38$ segundos

Asignación del sismo de diseño, en base a la normativa en la sección 6.2 de la NEC-SE-DS, nos indica que debemos realizar de manera obligatoria los métodos de análisis estático y pseudo-dinámico para todo tipo de estructura con excepción de las estructuras totalmente regulares.

Análisis Estático: este consiste en determinar el cortante basal de diseño el cual se distribuirá a lo largo de la estructura en forma de fuerzas laterales en los sentidos de eje X y eje Y, para lo cual se genera el espectro de aceleración en función de parámetros como es la geometría de la estructura, el tipo de suelo, la zona en la cual se encuentra ubicado el proyecto, entre otros (estos datos fueron presentados en la sección 2).

A continuación, se presenta una tabla de resumen con los datos para el cálculo del espectro de diseño.

ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES				
Parámetro	Variable	Valor	Unidades	Referencia
Factor de importancia	I	1.00	s.u	Tabla 6, Sec.4.1
Factor de reducción de respuesta	R	8.00	s.u	Tabla 15, Sec.6.3.4
Zonificación Sísmica	V			Tabla 1, Sec.3.1.1
Región del Ecuador	Sierra, Esmeraldas y Galápagos			Sec.3.3.1
Factor de aceleración de la zona sísmica	Z	0.40	s.u	Tabla 1, Sec.3.1.1
Relación de amplificación espectral	n	2.48	s.u	Sec.3.3.1
Coefficiente Ct	Ct	0.055	s.u	Sec.6.3.3
Altura total del elemento	hn	8.64	m	Planos
Coefficiente para Calculo de Periodo	α	0.90	s.u	Sec.6.3.3
Tipo de Suelo		E		Tabla 2, Sec.3.2.1
Factor de sitio Fa	Fa	1.00	s.u	Tabla 3, Sec.3.2.2
Factor de sitio Fd	Fd	1.60	s.u	Tabla 4, Sec.3.2.2
Factor de comportamiento inelástico suelo	Fs	1.90	s.u	Tabla 5, Sec.3.2.2
Factor asociado al periodo de retorno	r	1.50	s.u	Sec 3.3.1
Factor de irregularidad en planta	\emptyset_p	0.90	s.u	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación	\emptyset_e	1.00	s.u	Tabla 14, Sec.5.2.3
Aceleración de la gravedad	g	9.81	m/s ²	
Período teórico método 1	T1	0.38	seg.	Sec.6.3.3
Período teórico método 1 mayorado	T2	0.50	seg.	Sec.6.3.3
Período fundamental dirección x	Tx	0.32	seg.	SAP2000
Período fundamental dirección y	Ty	0.30	seg.	SAP2000
Periodo Límite en T=To	To	0.30	seg.	Sec.3.3.1
Periodo Límite en T=Tc	Tc	1.67	seg.	Sec.3.3.1
Periodo Límite en T=TL	TL	3.84	seg.	Sec.3.3.1
Aceleración en T=0	Sa	0.40	g	Sec.3.3.1

Tabla 23: Espectro elástico de diseño

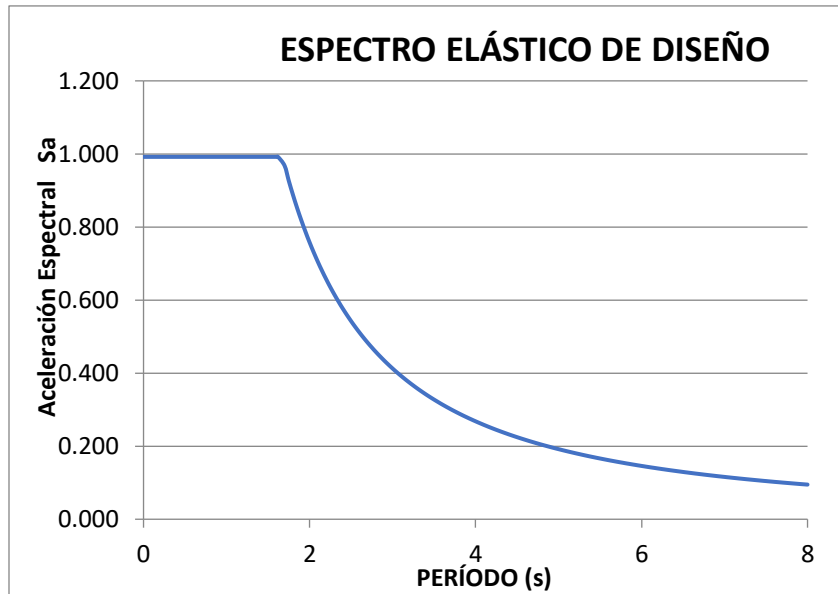


Figura 33: Espectro elástico de diseño

Para ingresar las fuerzas sísmicas al programa, es necesario determinar el coeficiente del cortante basal en sus dos direcciones, el cual será multiplicado automáticamente por el peso total de la estructura, en base a los cálculos realizados el coeficiente será el mismo para los dos ejes globales (x, y).

En la sección 6.3.2. de la NEC-SE-DS, se observa la fórmula para calcular el cortante basal, y es la siguiente:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$$

Al reemplazar los datos en la expresión anterior, se obtiene un coeficiente $V=0.138$, el cual se ingresará al programa SAP2000.

Método estático:

Ta	0.32	s
Sa (Ta)	0.992	g
I	1.00	s.u
R	8.00	s.u
ϕ_p	0.90	s.u
ϕ_e	1.00	s.u
V	0.138	s.u
k	0.910	

Tabla 24: Datos para calcular corte basal

Dentro de la asignación de cargas en el programa, se genera dos fuerzas (EX, EY) que representan la acción sísmica sobre la estructura, las cuales contienen el coeficiente calculado anteriormente.

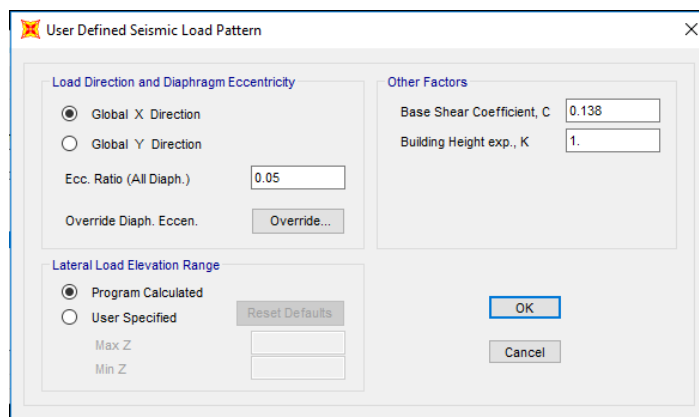


Figura 34: Estado de carga sísmico, Ex

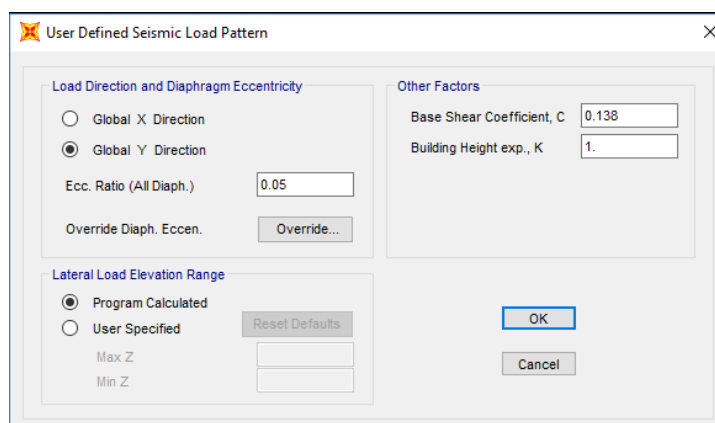


Figura 35: Estado de carga sísmico, Ey

Análisis dinámico o análisis modal espectral: para realizar este análisis se debe ingresar al programa el espectro de diseño calculado anteriormente el cual está en función de la aceleración espectral (S_a), factor de zona sísmica (Z), entre otros, asegurando así que este tenga un amortiguamiento respecto al crítico de un 5%. Siguiendo los requerimientos de la NEC-SE-CG se ha seleccionado la combinación modal SRSS, la cual corresponde a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, generando dos casos de carga (EXD, EYD), aplicados a los dos ejes correspondientes.

A continuación, se presenta lo mencionado anteriormente.

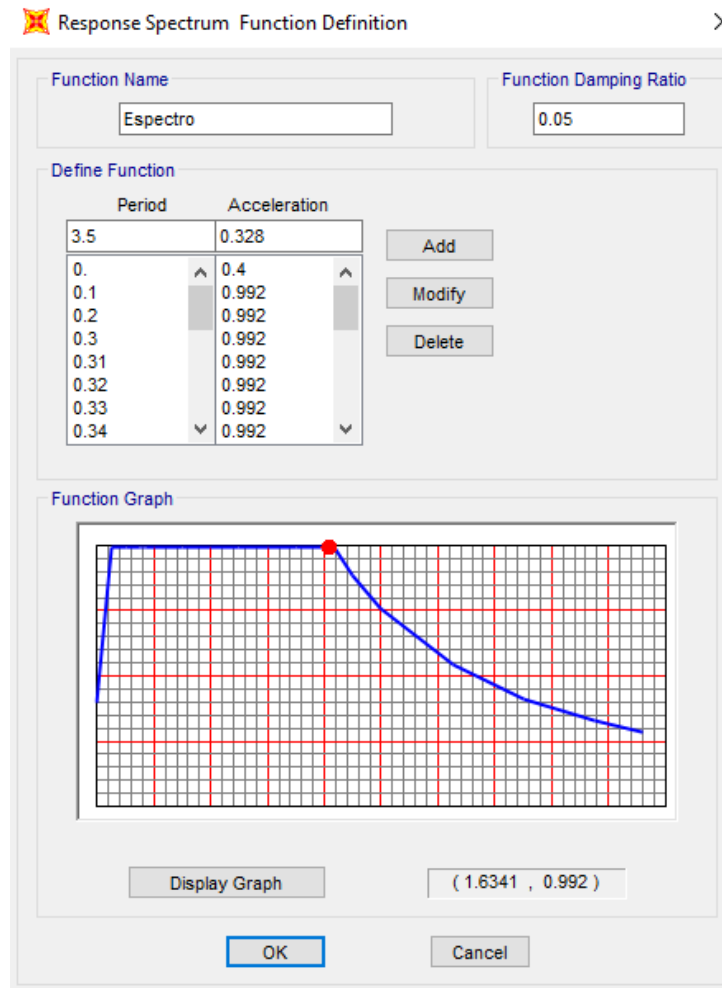


Figura 36: Espectro de respuesta modal

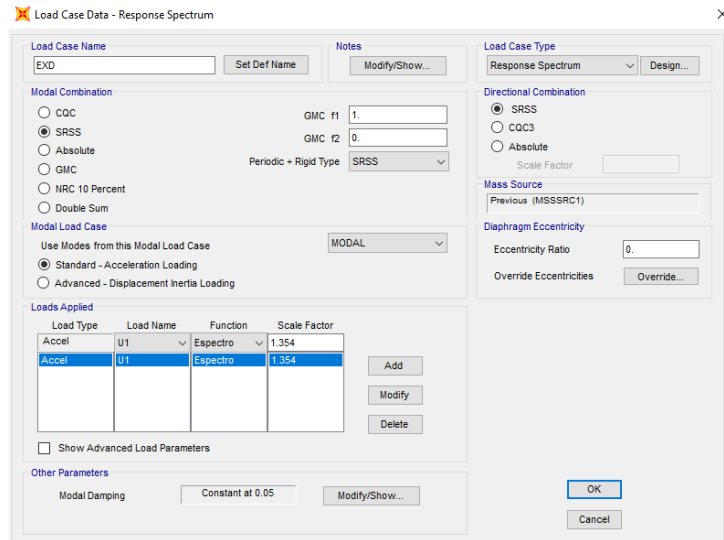


Figura 37: Casos de carga para espectro de diseño, eje X

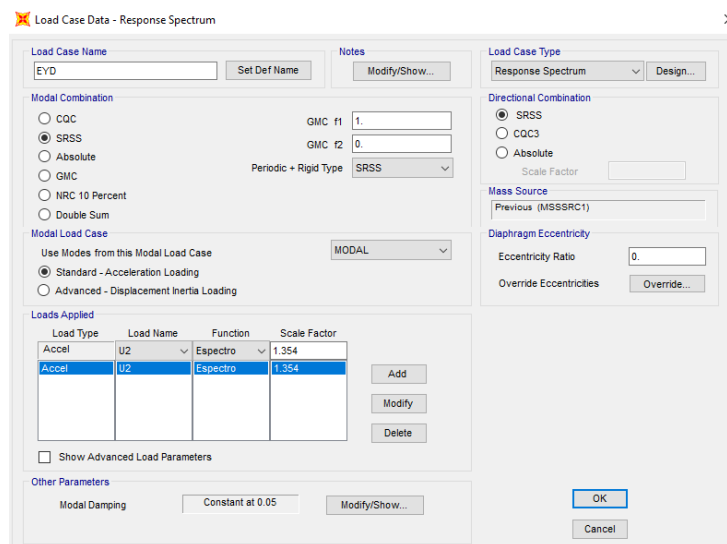


Figura 38: Casos de carga para espectro de diseño, eje Y

3.1.3 Análisis Estructural de la edificación

A continuación, se procede a analizar la estructura en función de todos los parámetros mencionados anteriormente y obtenemos los siguientes resultados.

Chequeo de derivas, el valor máximo de derivas para una estructura de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera, se puntualiza en la sección 4.2.2 de la NEC-SE-DS, es del 2%. La deriva máxima inelástica se la calcula de la siguiente manera:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

dónde:

R: factor de reducción de resistencias sísmica

ΔE : deriva de la estructura, la cual se calcula de la siguiente manera.

$$\Delta E = \frac{\Delta \text{sup} - \Delta \text{inf}}{H}$$

Del resultado del análisis se obtuvo que todos los pórticos cumplían con el límite de derivas especificado, se presenta el pórtico más crítico.

CHEQUEO DE DERIVAS													
H	2700	mm											
R	8	s.u											
ΔM max	0.02	s.u											
PORTICO 4 SENTIDO X													
TABLE: Joint Displacements													
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	ΔE	ΔM	condicion	exced	
Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians	s.u	s.u	ok	%	
210	EX	LinStatic	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	EX	LinStatic	1.97094	-0.15348	0.016765	0.000042	0.000652	0.00003	0.0007	0.0044	ok	21.9	
159	EX	LinStatic	3.871387	-0.257975	0.02256	0.000017	0.000432	0.000049	0.0007	0.0042	ok	21.1	
SENTIDO Y													
TABLE: Joint Displacements													
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	ΔE	ΔM	condicion	exced	
Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians	s.u	s.u	ok	%	
210	EY	LinStatic	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	EY	LinStatic	-0.132695	2.331074	-0.004304	-0.000743	-0.000038	0.000031	0.0009	0.0052	ok	25.9	
159	EY	LinStatic	-0.266794	4.527279	-0.005777	-0.000472	-0.000022	0.000056	0.0008	0.0049	ok	24.4	

Tabla 25: Desplazamientos horizontales

Como se puede observar en la tabla anterior, el desplazamiento horizontal en los nudos de la estructura está dentro de los valores permitidos.

Revisión Estructural, finalizado el análisis de la estructura podemos observar que las secciones asumidas en los prediseños cumplen satisfactoriamente a las solicitaciones de cargas señaladas. A continuación, se presenta los resultados de diseño, indicando la eficiencia de cada elemento

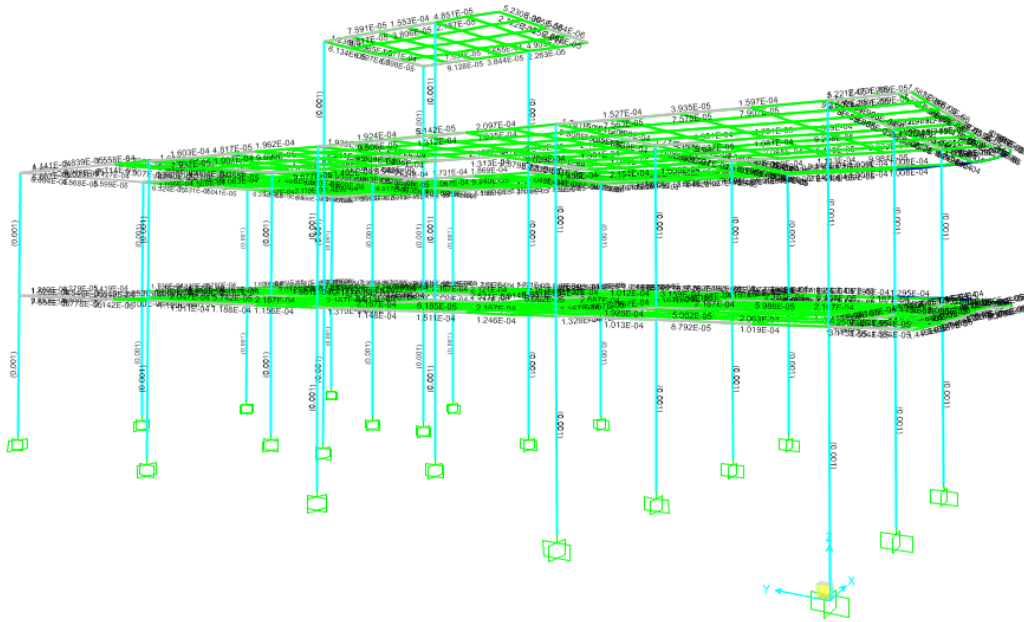
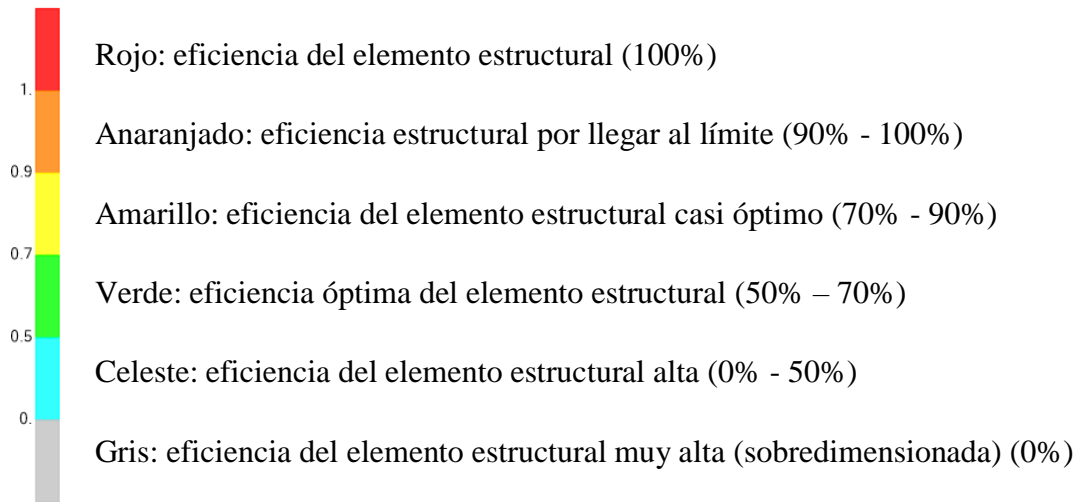


Figura 39: Refuerzo longitudinal de la estructura

Como se puede observar la estructura cumple satisfactoriamente todos los requerimientos solicitados, por lo que se aprueba el diseño de la estructura, por consiguiente, se procede a diseñar la cimentación, para lo cual se propone dos opciones que son:

- Losa de cimentación
- Plintos combinados sobre micropilotes

3.2 Losa de cimentación

En base a los datos obtenidos del análisis estructural realizado, obtenemos las cargas muertas y vivas de cada columna, las cuales están expresadas en toneladas.

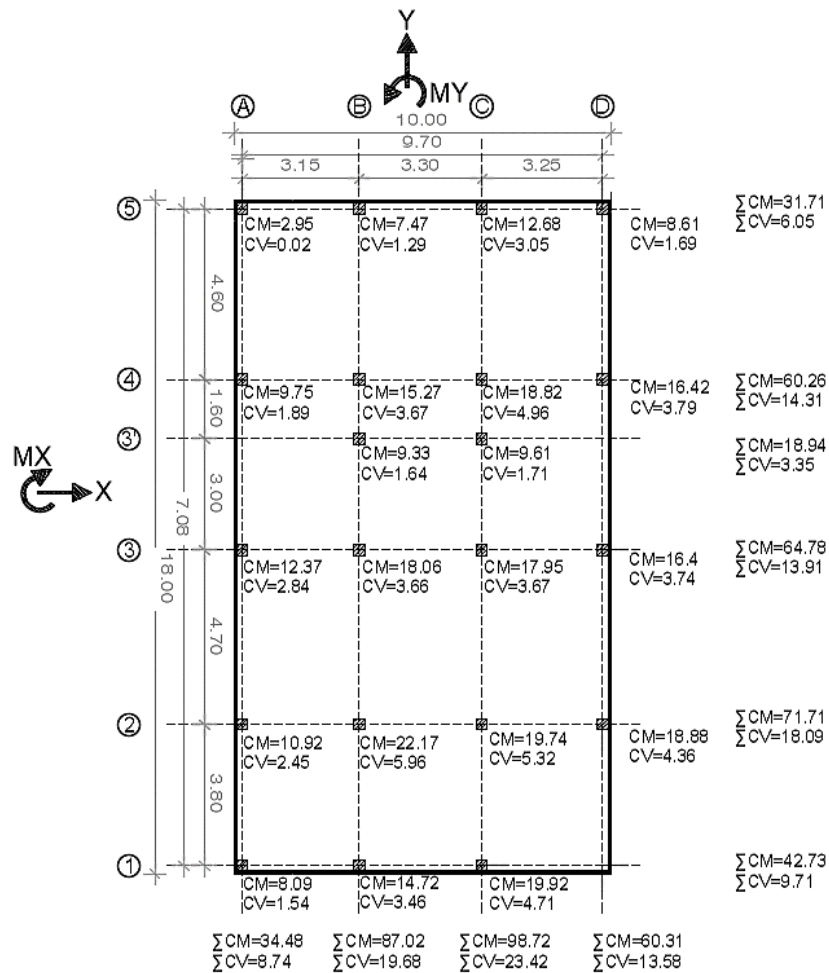


Figura 42: Planta de la edificación en la losa de cimentación y cargas verticales

De igual manera obtenemos los momentos generados sobre cada columna, para el cálculo presentamos la sumatoria total de momentos.

$$M_x = -1.60 \text{ ton.m}$$

$$M_y = -1.68 \text{ ton.m}$$

Ubicación de la resultante:

$$P = \sum CM + \sum CV$$

$$P = \sum 280.53 + \sum 65.42 = 345.95 \text{ ton}$$

Posición de la resultante en el eje X, eje Y

$$\sum M_A = 0$$

$$(87.02 + 19.68) * 3.15 \text{ m} + (98.72 + 23.42) * 6.45 \text{ m} + (60.31 + 13.58) * 9.7 \text{ m} \\ - (345.95 \text{ ton} * x) - 1.60 \text{ ton.m} = 0$$

$$x = 5.32 \text{ m}$$

$$\sum M_1 = 0$$

$$(71.71 + 18.09) * 3.80 \text{ m} + (64.78 + 13.91) * 8.50 \text{ m} + (18.94 + 3.35) * 11.5 \text{ m} \\ + (60.26 + 14.31) * 13.10 \text{ m} + (31.71 + 6.05) * 17.70 \text{ m} \\ - (345.95 \text{ ton} * y) - 1.68 \text{ ton.m} = 0$$

$$y = 8.41 \text{ m}$$

Excentricidad:

$$e_x = 5.32 \text{ m} - \frac{3.15 \text{ m} + 3.30 \text{ m} + 3.25 \text{ m}}{2} = 0.47 \text{ m}$$

$$e_y = 8.41 \text{ m} - \frac{3.80 \text{ m} + 4.70 \text{ m} + 3.00 \text{ m} + 1.60 \text{ m} + 4.60 \text{ m}}{2} = -0.44 \text{ m}$$

Propiedades geométricas de la losa:

$$\text{Ancho (b)} = 10.00 \text{ m}$$

$$\text{Largo (L)} = 18.00 \text{ m}$$

$$\text{Área (A)} = A_o = b * h = 10.00 * 18.00 = 180 \text{ m}^2$$

Inercias:

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} = \frac{10.00 * (18.00)^3}{12} = 4860.00 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{h * b^3}{12} = \frac{18.00 * (10.00)^3}{12} = 1500.00 \text{ m}^4$$

Esfuerzos en el suelo:

$$q_s = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x * Y}{I_x} \pm \frac{M_y * X}{I_y}$$

$$M_x = R * e_y = 345.95 \text{ ton} * 0.44 \text{ m} = 152.22 \text{ ton.m}$$

$$M_y = R * e_x = 345.95 \text{ ton} * 0.47 \text{ m} = 162.60 \text{ ton.m}$$

$$q = \frac{345.95 \text{ ton}}{180 \text{ m}^2} \pm \frac{152.22 \text{ ton.m} * (Y)}{4860.00 \text{ m}^4} \pm \frac{162.60 \text{ ton.m} * (X)}{1500.00 \text{ m}^4}$$

$$q = 1.9219 \pm 0.03132 (Y) \pm 0.1084 (X)$$

Se procede a calcular los esfuerzos del suelo para cada columna, obteniendo sus coordenadas con referencia al centro de gravedad de la losa.

Columna	Coordenadas		qs (t/m2)
	x(m)	y(m)	
A5	-4.85	8.85	1.67
B5	-1.70	8.85	2.01
C5	1.60	8.85	2.37
D5	4.85	8.85	2.72
A4	-4.85	4.25	1.53

B4	-1.70	4.25	1.87
C4	1.60	4.25	2.23
D4	4.85	4.25	2.58
B3'	-1.70	2.65	1.82
C3'	1.60	2.65	2.18
A3	-4.85	-0.35	1.39
B3	-1.70	-0.35	1.73
C3	1.60	-0.35	2.08
D3	4.85	-0.35	2.44
A2	-4.85	-5.05	1.24
B2	-1.70	-5.05	1.58
C2	1.60	-5.05	1.94
D2	4.85	-5.05	2.29
A1	-4.85	-8.85	1.12
B1	-1.70	-8.85	1.46
C1	1.60	-8.85	1.82

Tabla 26: Esfuerzos del suelo por columna

Se procede a realizar el cálculo con las cargas últimas mayoradas como especifica la NEC-SE-CG de la siguiente manera.

$$Pu = 1.2 CM + 1.6 CV$$

$$Pu = 1.2 (280.53) + 1.6 (65.42) = 441.31 \text{ ton}$$

Esfuerzos últimos:

$$qsu = \frac{Pu}{A} \pm \frac{Mux * Y}{Ix} \pm \frac{Muy * X}{Iy}$$

$$M_{ux} = Pu * ey = 441.31 \text{ ton} * 0.44 \text{ m} = 194.18 \text{ ton.m}$$

$$M_{uy} = Pu * ex = 441.31 \text{ ton} * 0.47 \text{ m} = 207.42 \text{ ton.m}$$

$$q = \frac{441.31 \text{ ton}}{180 \text{ m}^2} \pm \frac{194.18 \text{ ton.m} * (Y)}{4860.00 \text{ m}^4} \pm \frac{207.42 \text{ ton.m} * (X)}{1500.00 \text{ m}^4}$$

$$q = 2.4517 \pm 0.03995 (Y) \pm 0.1383 (X)$$

Columna	Coordenadas		qsu (t/m ²)
	x(m)	y(m)	
A5	-4.85	8.85	2.13
B5	-1.70	8.85	2.57
C5	1.60	8.85	3.03
D5	4.85	8.85	3.48
A4	-4.85	4.25	1.95
B4	-1.70	4.25	2.39
C4	1.60	4.25	2.84
D4	4.85	4.25	3.29
B3'	-1.70	2.65	2.32
C3'	1.60	2.65	2.78
A3	-4.85	-0.35	1.77
B3	-1.70	-0.35	2.20
C3	1.60	-0.35	2.66
D3	4.85	-0.35	3.11
A2	-4.85	-5.05	1.58
B2	-1.70	-5.05	2.01
C2	1.60	-5.05	2.47
D2	4.85	-5.05	2.92
A1	-4.85	-8.85	1.43
B1	-1.70	-8.85	1.86
C1	1.60	-8.85	2.32

Tabla 27: Esfuerzos últimos del suelo por columna

Como se observa en todas las columnas el esfuerzo del suelo (qsu) es menor al admisible, en nuestro caso de estudio es de 5 t/m²

Para adoptar el espesor de la losa revisaremos el corte por punzonamiento de la columna más crítica, en nuestro caso de estudio es la columna B2, debido a que es la más cargada.

$$Pu = 1.2(22.17 \text{ ton}) + 1.6 (5.96 \text{ ton}) = 36.14 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c > V_u$$

$$V_u = Pu - qsu * (t + d)^2$$

dónde:

t: lado de la columna

d: peralte de la losa

qsu: esfuerzo ultimo= 2.01 t/m²

Φ: factor de reducción de resistencia (0.75)

bo: perímetro crítico de la columna

$$Vu = Pu - qsu * (t + d)^2$$

$$Vu = 36.14 \text{ ton} - 2.01 \text{ t/m}^2 * (0.35 \text{ m} + d)^2$$

$$Vu = 35.89 - 1.407 d - 2.01 d^2$$

$$Vc = 1.06 \sqrt[2]{f'c} * bo * d$$

$$bo = 4 * (t + d) = 4 * (0.35 + d) = 1.4 + 4d$$

$$Vc = 1.06 \sqrt[2]{240 \text{ kg/cm}^2} * (1.4 + 4d) * d * 10$$

$$Vc = 230 d + 656.8 d^2$$

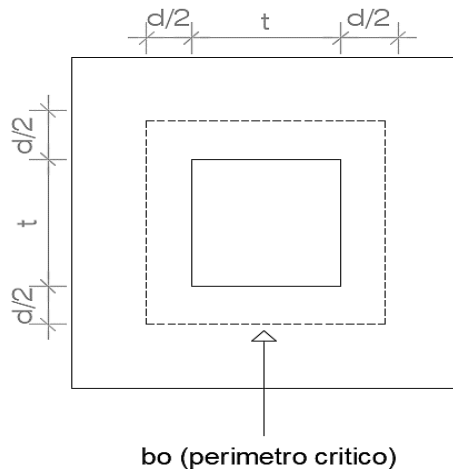


Figura 43: Detalle de perimétrico crítico en una columna

Igualando las ecuaciones en la igualdad anteriormente mencionada, se obtiene el valor de peralte mínimo para la losa.

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$h = d + \text{rec. libre} = 15 \text{ cm} + 7.5 \text{ cm} = 23.5 \text{ cm}$$

Por lo que asumimos para el modelamiento en SAP200 un peralte de losa de 30 cm de espesor, debido a los efectos sísmicos, lo cual generara esfuerzos extras provenientes de la edificación, además se mayorarán las cargas con las combinaciones especificadas por la NEC-SE-CG.

Mejoramiento del suelo

Se plantea mejorar el suelo por el método de sustitución, el material de mejoramiento a utilizar será subbase clase 3, esto ayudará a distribuir los esfuerzos provenientes de la súper estructura de una manera uniforme, además que reducirá el asentamiento que tendrá la losa de cimentación.

De acuerdo a la estratigrafía y resultados del estudio de suelos tenemos lo siguiente:

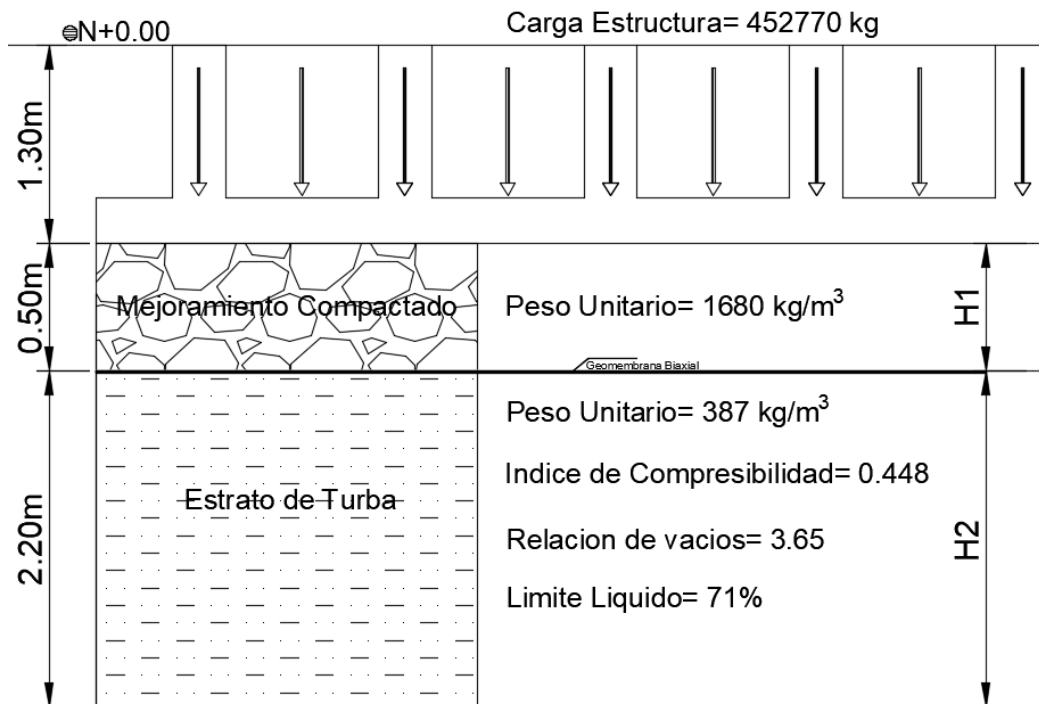


Figura 44: Perfil estratigráfico del proyecto

Las dimensiones de la losa son las citadas anteriormente:

$$B = 10\text{m}$$

$$L = 18\text{m}$$

Cc: Índice de compresibilidad de suelo.

$$Cc = 0.007(LL-7) \quad (\text{Skempton 1944})$$

$$Cc = 0.007(71-7) = 0.448$$

Para determinar los asentamientos en suelos finos se aplica la siguiente fórmula.

$$Si = \frac{Cc * Hc}{1 + e} * \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_o}\right)$$

Para lo cual el esfuerzo efectivo en el estrato de turba se determina de la siguiente manera.

$$\sigma'_o = 1.30\text{m} * \left(387 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) + 0.5\text{m} * \left(1680 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) + 1.10\text{m} * \left(387 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) = 1768.80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

La carga neta por área unitaria aplicada sobre el suelo se determina de la siguiente manera.

$$q = \frac{Q}{A} - (\delta * Df) = \frac{452770 \text{ kg}}{180\text{m}^2} - \left(387 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 1.30\text{m}\right) = 2012.30 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Según la propuesta de Griffiths (1984) para estimar el esfuerzo promedio sobre el estrato de turba, se divide al área total de la losa en cuatro partes con medidas de: B'=5m, L'=9m.

$$\Delta\sigma'_z \text{ prom} \left(\frac{H_2}{H_1}\right) = qo \left(\frac{H_2 * Ia(H_2) - H_1 * Ia(H_1)}{H_2 - H_1}\right)$$

dónde: $m = \frac{B'}{H}$ $n = \frac{L'}{H}$

por lo tanto: * Para $Ia(H_2) = m = \frac{5\text{m}}{2.7\text{m}} = 1.85$

$$n = \frac{9\text{m}}{2.7\text{m}} = 3.30$$

Mediante la Figura 45 se obtiene que $Ia(H_2) = 0.60$

* Para $Ia(H_1) = m = \frac{5\text{m}}{0.50\text{m}} = 10$

$$n = \frac{9\text{m}}{0.50\text{m}} = 18$$

Mediante la Figura 45 se obtiene que $Ia(H_1) = 1.50$

Reemplazando nos queda:

$$\Delta\sigma'_z \text{ prom} \left(\frac{H_2}{H_1} \right) = 2012.30 \frac{kg}{m^3} * \left(\frac{2.70m * 0.60 - 0.50m * 1.50}{2.70m - 0.50m} \right) = 795.80 \frac{kg}{m^2}$$

$$\Delta\sigma'_z = 795.80 \frac{kg}{m^2} * 4 = 3183.20 \frac{kg}{m^2}$$

Por consiguiente, el asentamiento en el estrato de turba es el siguiente.

$$S_i = \frac{0.448 * 2.20m}{1 + 3.65} * \log \left(\frac{1768.80 \frac{kg}{m^3} + 3183.20 \frac{kg}{m^2}}{1768.80 \frac{kg}{m^3}} \right) = 0.095m$$

Es decir que la losa de cimentación se asentara aproximadamente 10 cm en el estrato de turba, cumpliendo con los requisitos de la NEC_SE_CM. Por lo que se concluye que el espesor de mejoramiento.

Una observación que se debe tener en cuenta, es la utilización de una geomembrana biaxial para dividir el suelo mejorado con la turba, este material además nos ayuda a controlar aún más las deformaciones y evita que el suelo granular se contamine con las turbas.

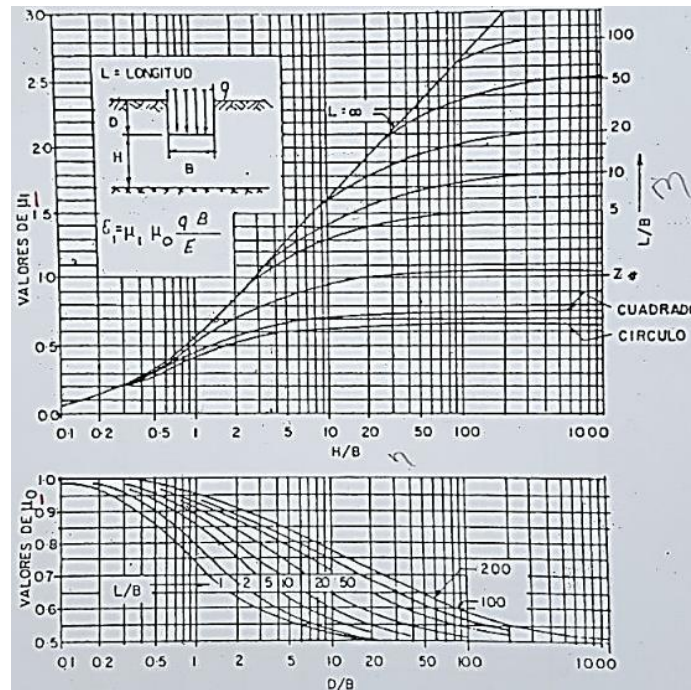


Figura 45: Factor de influencia \$I_a\$ de Griffiths (1984)

3.2.1 Modelamiento de losa de cimentación en SAP2000

Se procede a modelar la losa de cimentación con las dimensiones obtenidas anteriormente, además de que se revisara la interacción con la edificación para analizar los resultados que tiene la superestructura con cada tipo de cimentación planteada.

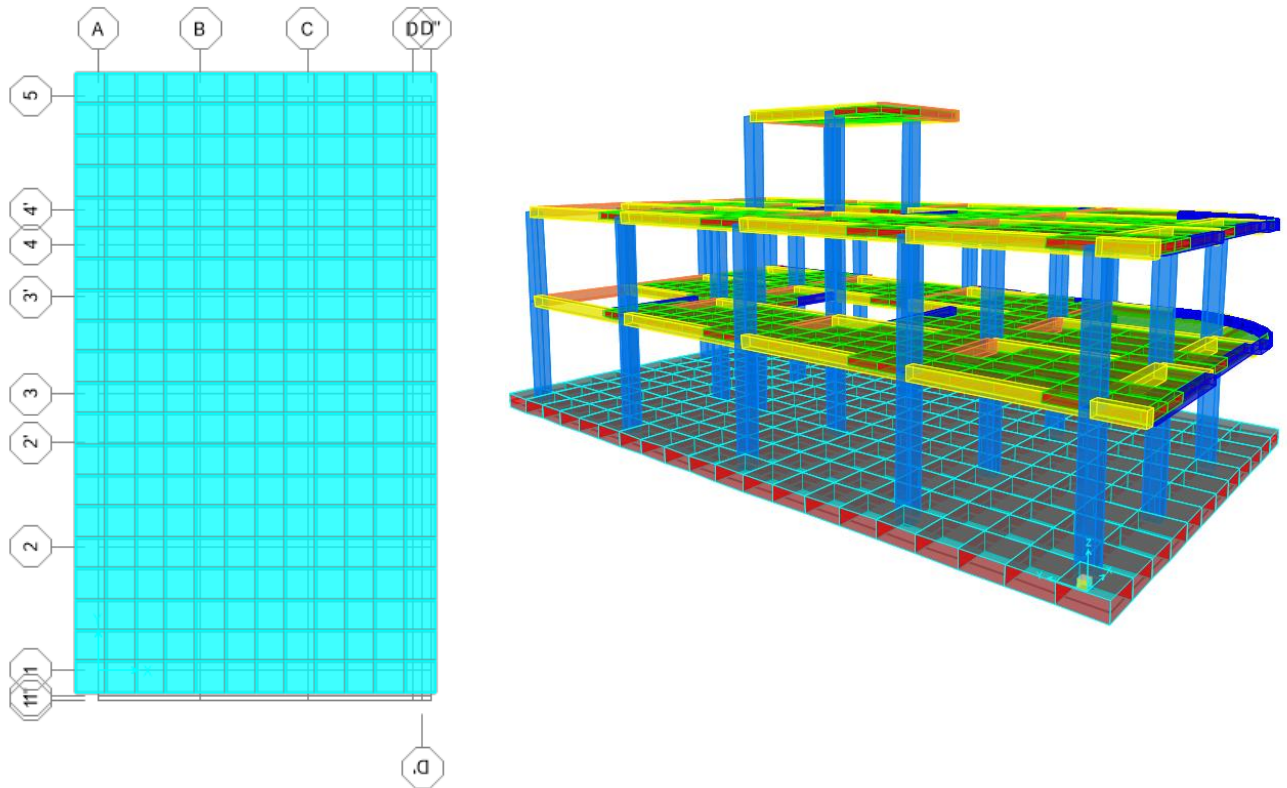


Figura 46: Losa de cimentación, vista en planta e isometría

Para la simulación de la losa de cimentación nos basamos en los parámetros dados por el estudio de suelos, del cual obtenemos además de la capacidad portante del suelo, el coeficiente de balasto, el cual nos servirá para estimar las deformaciones generadas por las cargas que transfiere la cimentación al terreno, estas son representadas por un número infinito de resortes.

Según puntualiza Bowles (1945), el coeficiente de balasto horizontal, será el 30% del coeficiente de balasto vertical.

Coeficiente de balasto vertical: $Cv = 2470 \text{ t/m}^2$

Coeficiente de balasto horizontal: $Ch = 30 \% \text{ Coeficiente vertical } \left(\frac{t}{m^2} \right)$

$$Ch = 741 \text{ t/m}^2$$

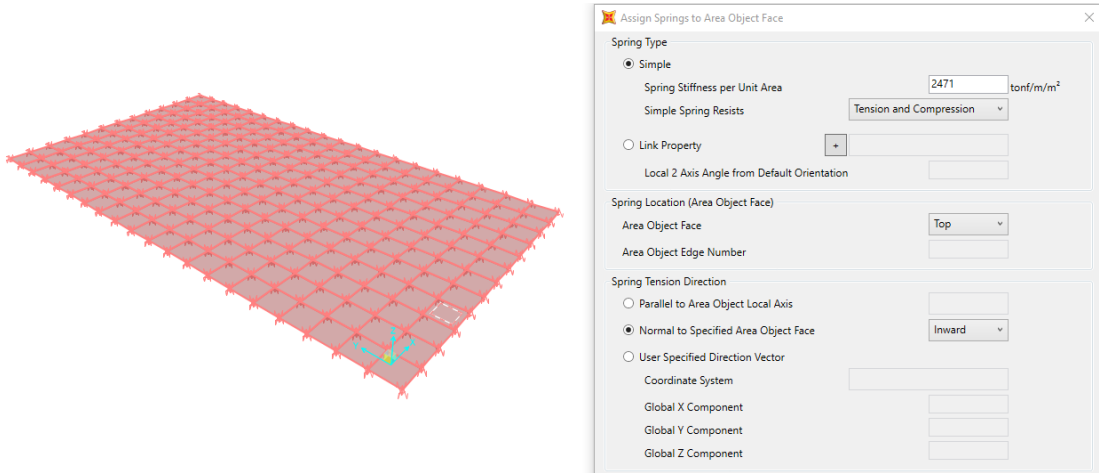


Figura 47: Coeficiente de balasto horizontal y vertical en la losa de cimentación

3.2.2 Análisis estructural – edificación y losa de cimentación

Luego de esto, se procede a analizar las estructuras, los cuales nos indican los siguientes resultados para la combinación mayorada como especifica la NEC-SE-CG, mencionada anteriormente.

Deformaciones

La deformación máxima que tenemos a lo largo de la losa es de 1.20 cm, por lo que podemos estar seguros que cumplen los requerimientos especificados en la sección 6.3 de la NEC-SE-CM.

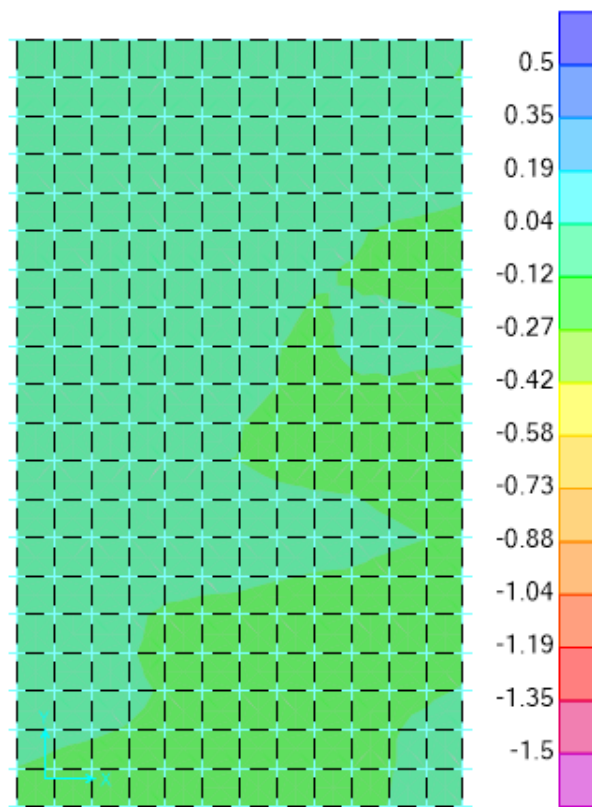


Figura 48: Deformaciones en la losa de cimentación

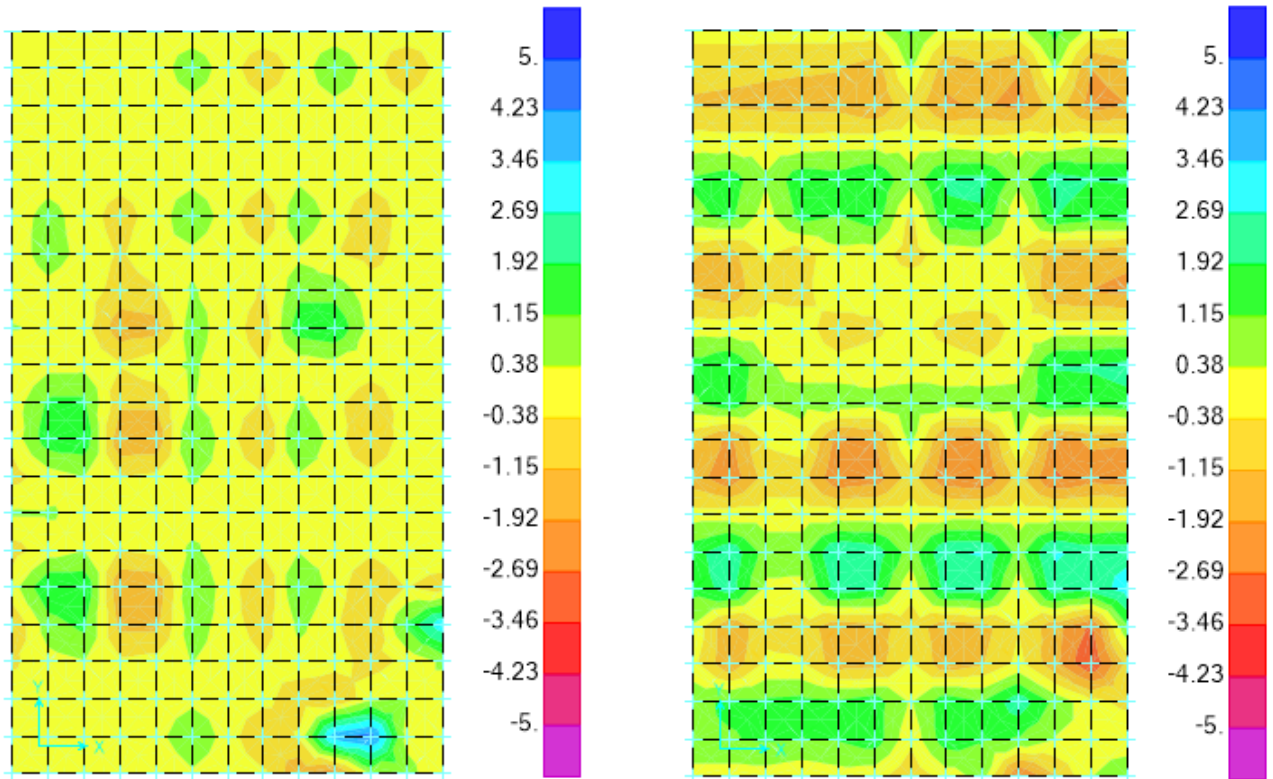


Figura 49: Esfuerzo cortante en eje X (V13) y en eje Y (V23)

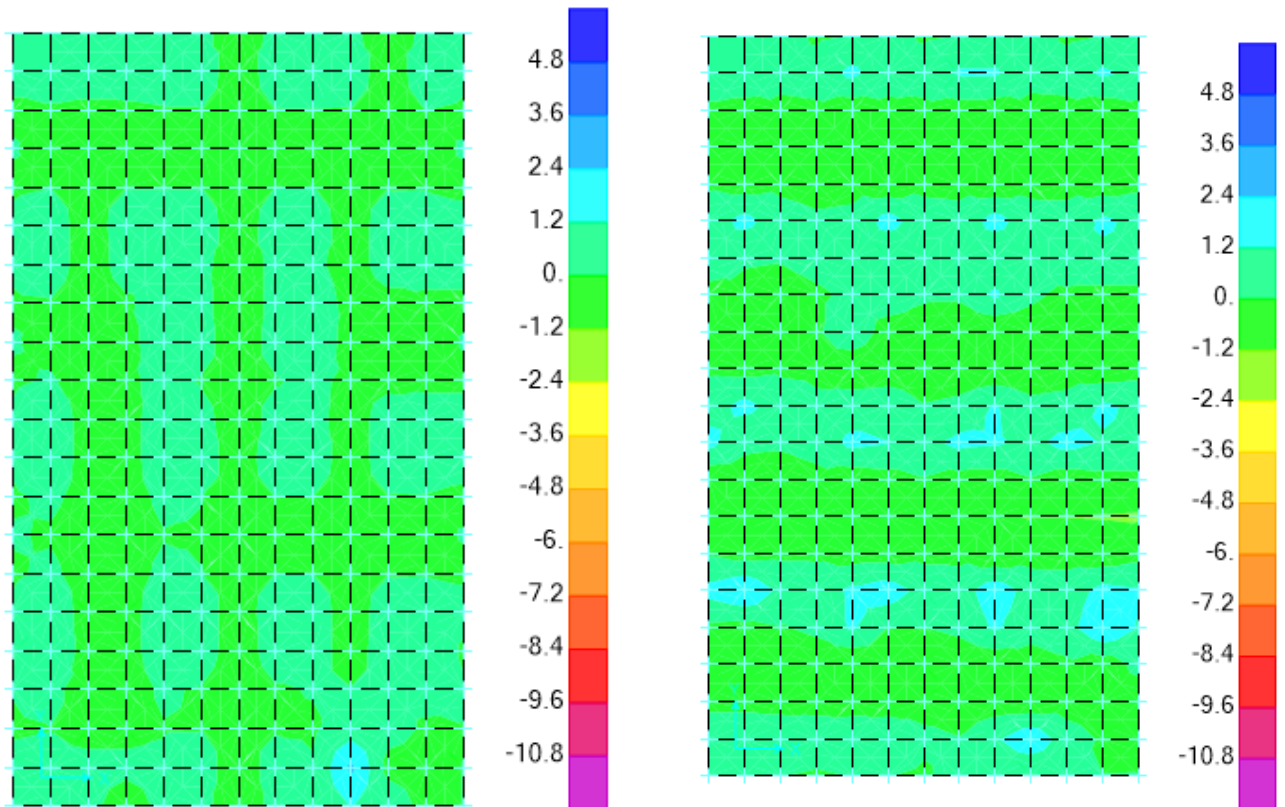


Figura 50: Momentos en el eje X (M11) y en el eje Y (M22)

Acero de refuerzo en la losa

Cálculo del acero de refuerzo en la losa de cimentación, de acuerdo a los momentos calculados en el programa SAP2000.

Se divide a la losa en franjas de ancho cooperante para obtener los aceros longitudinales, a continuación, indicaremos el cálculo de la sección más crítica.

Ancho de franja a lo largo del eje B, (b=3.30 m)

Espesor de la losa, (t=0.40 m)

Acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * t$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * 330\text{cm} * 30 = 17.82 \text{ cm}^2$$

Aceros en función de los momentos últimos

Para obtener el momento mínimo actuante en la franja a estudiarse se reemplaza el $A_{s_{min}}$ en la siguiente ecuación.

$$A_s = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * M_u}{0,9 * b * d^2 * f'_c}} \right]$$

$$17.82 \text{ cm}^2 = 0,85 * \frac{240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 330\text{cm} * 30\text{cm} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * M_u}{0,9 * 330\text{cm} * (30\text{cm})^2 * 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}} \right]$$

$$M_{u_{min}} = 19.77 \text{ ton.m}$$

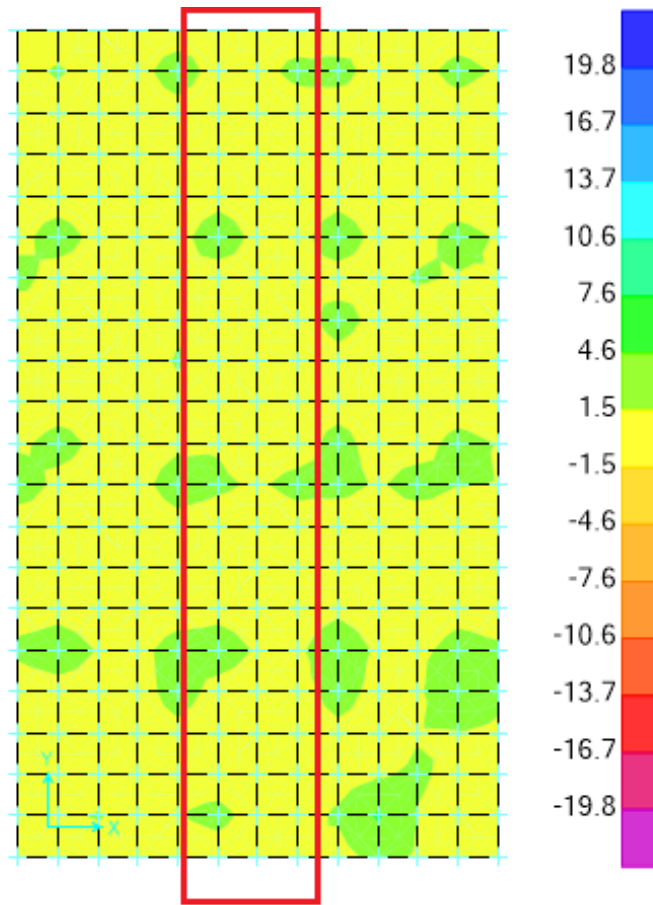


Figura 51: Momentos en la losa de cimentación

Lo que nos da como resultado el momento mínimo en la franja de estudio, a continuación, colocamos como límites este momento de 19.77 ton.m y observamos que los momentos de toda la zona son menores al mínimo, por lo cual la losa en esta sección va a estar armada con el acero mínimo.

Seguimos el mismo procedimiento de cálculo para la totalidad de la losa, de lo cual se obtiene un armado de varillas de 14mm a 40cm de espaciamiento en la parte superior como inferior de la losa. A continuación, presentamos un corte tipo del diseño de la losa de cimentación

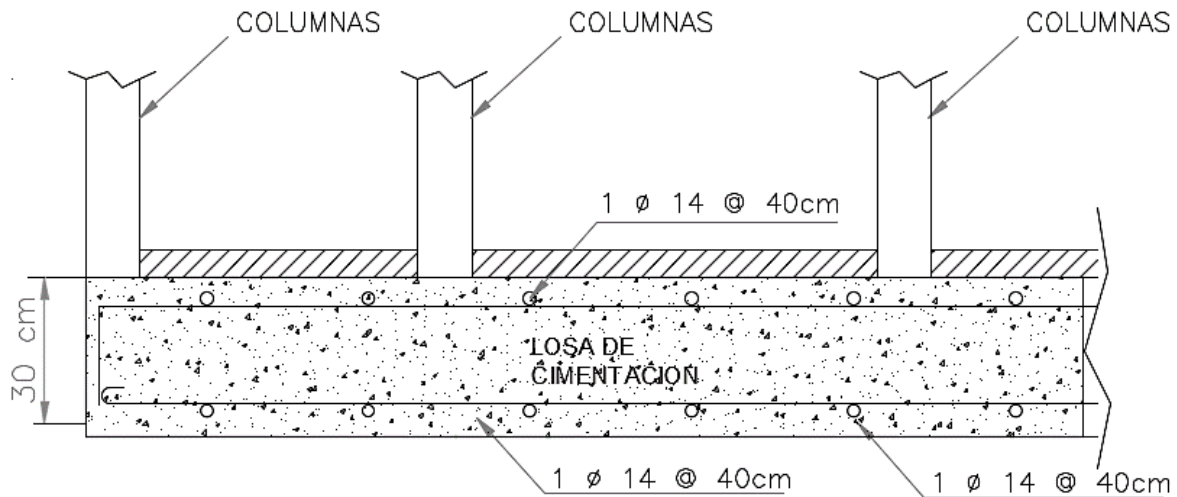


Figura 52: Detalle del armado de la losa de cimentación

Una vez realizado el diseño de la losa, procedemos a verificar que el comportamiento de la edificación sigue siendo adecuado y cumpliendo los requerimientos especificados en las normas.

Desplazamientos horizontales de la edificación

CHEQUEO DE DERIVAS												
H	2700	mm										
R	8	s.u										
ΔM max	0.02	s.u										
PORTICO 4 SENTIDO X												
TABLE: Joint Displacements												
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	ΔE	ΔM	condicion	exced
Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians	s.u	s.u	ok	%
210	EX	LinStatic	0.570092	-0.042528	0.212391	6.111E-07	0.000043	8.774E-06	0	0	0	0
11	EX	LinStatic	4.376154	-0.330453	0.243638	0.000078	0.001259	0.000066	0.0014	0.0085	ok	42.3
159	EX	LinStatic	8.035226	-0.526859	0.254438	0.000033	0.000848	0.0001	0.0014	0.0081	ok	40.7
SENTIDO Y												
TABLE: Joint Displacements												
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	ΔE	ΔM	condicion	exced
Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians	s.u	s.u	ok	%
210	EY	LinStatic	-0.023142	0.706597	-0.07602	-0.000017	-7.145E-07	5.452E-06	0	0	0	0
11	EY	LinStatic	-0.272644	5.103612	-0.084041	-0.001402	-0.000072	0.000063	0.0016	0.0098	ok	48.9
159	EY	LinStatic	-0.524506	9.243096	-0.086788	-0.000897	-0.000042	0.000109	0.0015	0.0092	ok	46.0

Tabla 28: Desplazamientos horizontales de la edificación sobre losa de cimentación

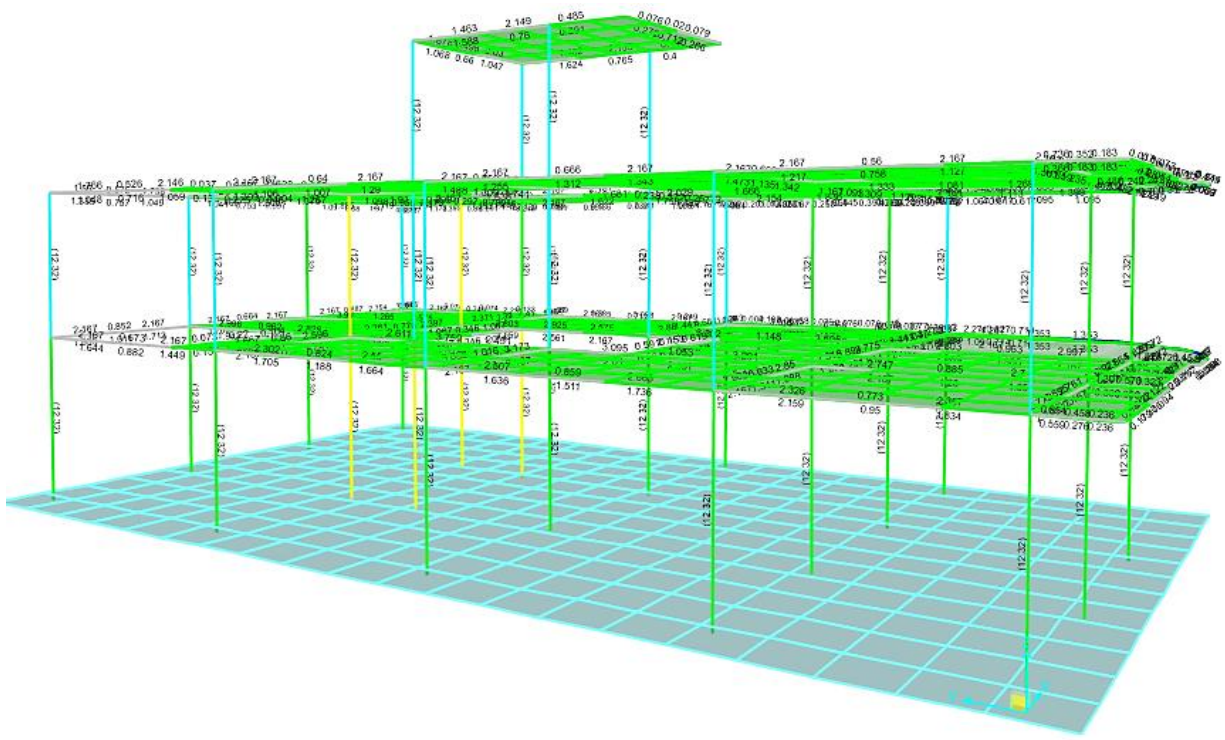


Figura 53: Refuerzo longitudinal

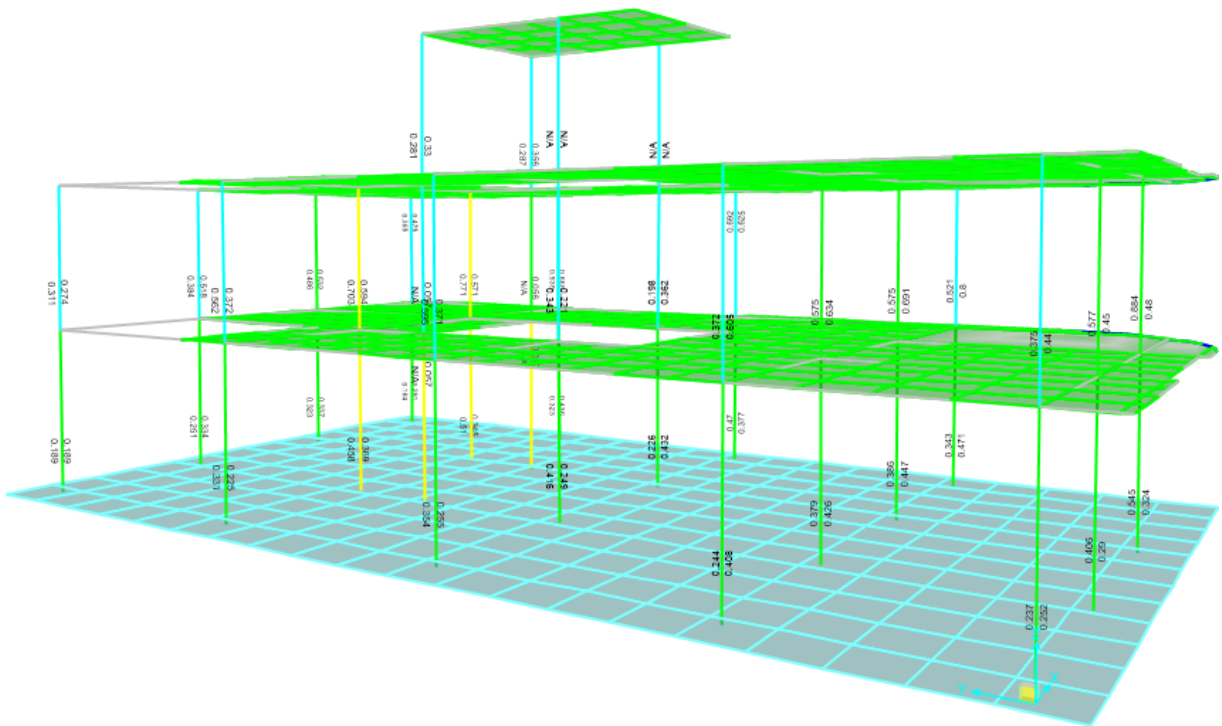


Figura 54: Conexión viga - columna

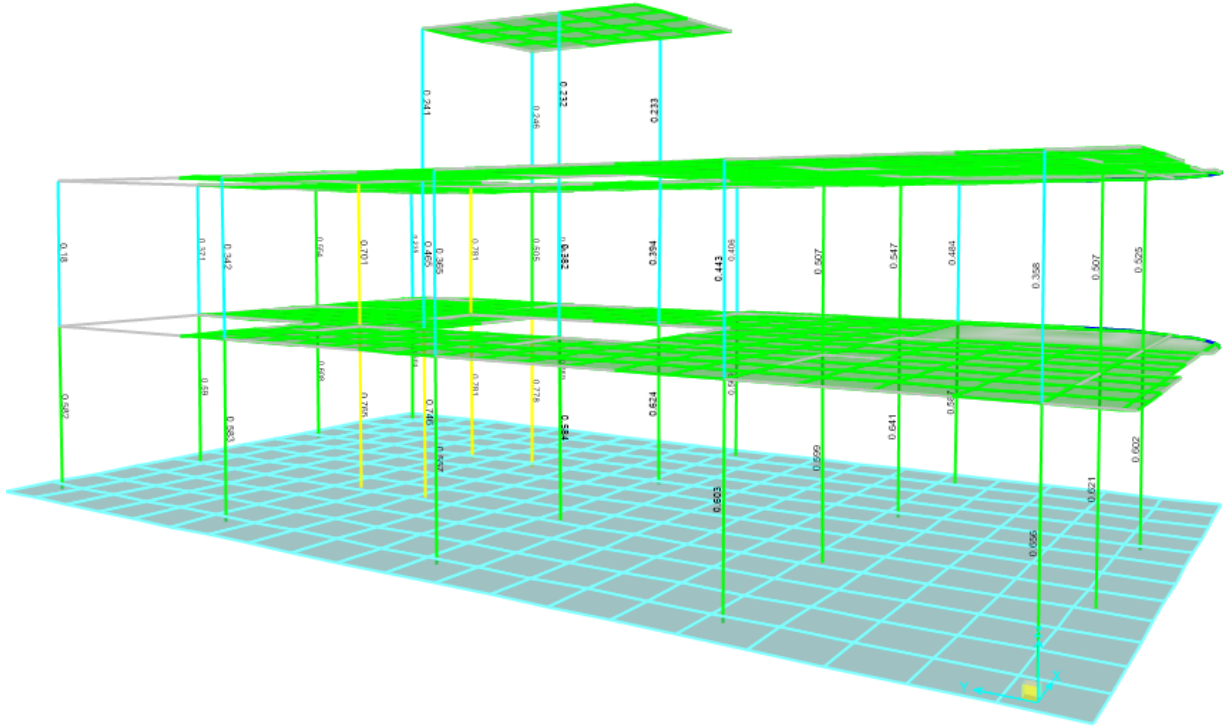


Figura 55: Columna fuerte - viga débil

Concluido el diseño definitivo de la opción número uno de cimentación, observamos que la edificación cumple los requerimientos de diseño y especificaciones señaladas en los códigos de diseño.

Como se observa en las ilustraciones el comportamiento de la estructura es casi igual, denotando que la eficiencia de las columnas centrales aumenta a un 80%, lo cual está en el rango permitido para un adecuado diseño estructural.

Procedemos a realizar el diseño y análisis estructural de la segunda opción de cimentación, la cual es de plintos combinados sobre micropilotes.

3.3 Plintos combinados y micropilotes

3.3.1 Diseño de plintos combinados

Para la colocación de los micro pilotes se ha decidido vincularlos con zapatas corridas a lo largo del eje X de la edificación, debido a que los micropilotes serán los encargados de distribuir los esfuerzos de la edificación hacia el suelo, se revisara únicamente en las zapatas corridas su diseño a corte, para asegurarnos que no exista esfuerzos cortantes críticos en el peralte diseñado.

Por lo tanto, se procede a diseñar el plinto corrido en el eje más crítico, es decir el eje número 2, para lo cual se asume las siguientes dimensiones.

Ancho: 1.40 m ; Largo: 10.40 m

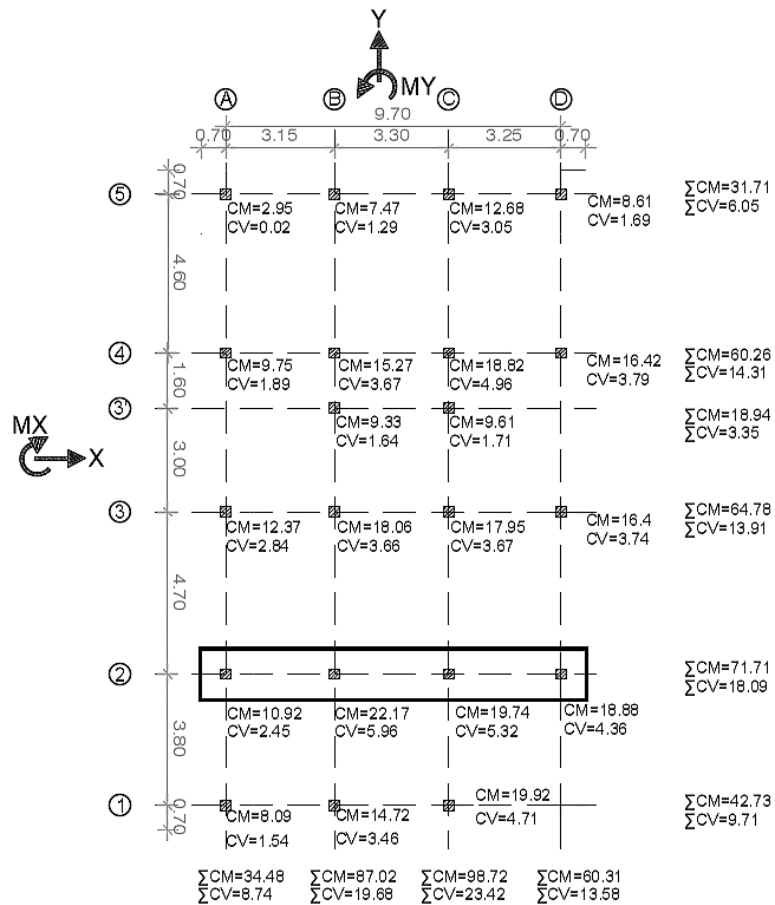


Figura 56: Planta de la edificación en la zapata corrida más crítica, y cargas verticales

Para el diseño a corte del elemento se debe cumplir la siguiente relación.

$$V_u \leq \Phi V_c$$

Donde V_u es el esfuerzo de corte último, el cual obtenemos del análisis realizado en el programa SAP2000, con la combinación de 1.2 (CM)+1.6 (CV), especificada en la NEC_SE_CG, por consiguiente, escogemos el valor más alto el cual es: $V_u = 17 \text{ ton}$.

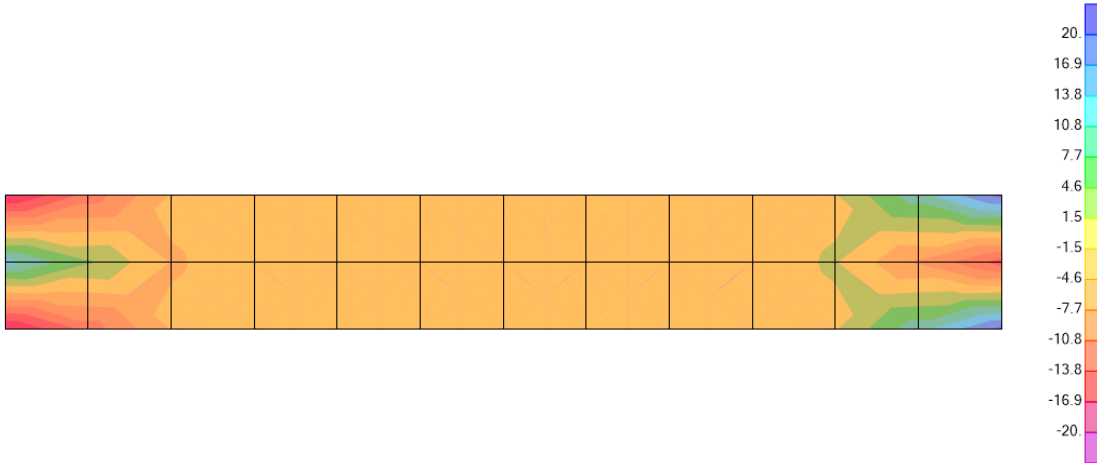


Figura 57: Esfuerzos cortantes sobre la zapata corrida más crítica, en el eje 2

$$V_c = \Phi \left(0.53 * \sqrt[2]{f'c} * bw * d \right)$$

dónde:

Φ : factor de reducción de resistencia

bw = lado más crítico de la zapata

d = altura efectiva de la zapata

Por lo tanto, reemplazando todos los datos, obtenemos el siguiente resultado.

$$19000 \text{ kg} \leq 0.75 \left(0.53 * \sqrt[2]{240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 140 \text{ cm} * d \right)$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$h = d + \text{recubrimiento} = 22 \text{ cm} + 7.5 \text{ cm} = 29.5 \text{ cm}$$

Se procede a calcular por corte bidireccional

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_c = \phi (1.10 * \sqrt{f'c} * b_o * d)$$

dónde b_o es el perímetro crítico expresado de la siguiente manera.

$$b_o = 4 * (t + d) = 4 * (0.35 + d) = 1.4 + 4d$$

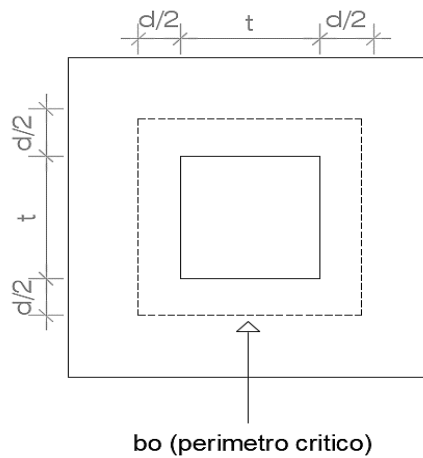


Figura 58: Detalle de perimétrico crítico en una columna

Por lo tanto, V_c .

$$V_c = \phi (1.10 * \sqrt{f'c} * (1.4 + 4d) * d)$$

$$V_c = 0.75 * (1.10 * \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} * (1.4 + 4d) * d)$$

$$19000 \text{ kg} \leq 0.75 * (1.10 * \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} * (1.4 + 4d) * d)$$

$$d = 19.10 \text{ cm}$$

$$h = 19.10 \text{ cm} + 7.5 \text{ cm} = 26.60 \text{ cm}$$

Por lo que se asume un peralte de 30 cm para las zapatas corridas.

Armadura en plintos combinados

Debido a las solicitaciones presentadas, la armadura requerida en cada zapata corrida será conforme al plano estructural. ANEXO # 1

3.3.2 Medidas de los micropilotes

Según menciona el artículo 10.9.1.2 de la norma AASHTO el espaciamiento mínimo entre pilotes medido de centro a centro, no debe ser menos a 76 centímetros o a 3 veces el diámetro del micropilote (lo que sea mayor), si no cumple con esto se debe se debe tomar la distancia entre la pared externa de un micropilote y el borde más próximo de la cabeza del pilote, la cual deberá ser mayor que 225 milímetros, o también se puede calcular con la siguiente expresión:

$$dist\ min = recubrimiento\ min + \frac{D}{2}$$

dónde D es el diámetro del pilote.

En nuestro caso de estudio los micropilotes tienen un espaciamiento de 100 centímetros aproximadamente, por lo que cumple con los requerimientos que se especifican en la norma AASHTO.

3.3.3 Requisitos para el diseño de micropilotes

Es necesario que los micropilotes cumplan con ciertos requerimientos que menciona la norma AASHTO en su capítulo 10.9.1.5, que se detallan a continuación:

- La resistencia axial nominal y el tamaño del grupo de pilotes debe ser proporcionar un soporte adecuado, con consideración de cómo se debe determinar la resistencia axial nominal del micropilote en campo.
- Interacción grupal.
- Estimación de la cantidad de pilotes a partir de una penetración estimada, requerida para cumplir con la resistencia axial nominal.

- La penetración mínima del micropilote es necesaria para satisfacer los requisitos causados por elevación, erosión, arrastre, sedimentación, licuefacción, cargas laterales y condiciones sísmicas.
- La deflexión de la cimentación debe ser conocida para cumplir con el movimiento establecido y los criterios de desempeño de la estructura asociada.
- Resistencia estructural nominal de la base del pilote.
- Durabilidad a largo plazo del micropilote en servicio, es decir corrosión y deterioro.

Adicionalmente la norma AASHTO recomienda que la resistencia nominal del pilote, para soportar las cargas de la estructura más la presión negativa, se la calcula considerando sólo el lado positivo y la resistencia a la punta por debajo de la capa más baja que contribuye a la presión negativa. (AASHTO, 2014)

3.3.4 Asentamiento del grupo de pilotes

Para determinar su asentamiento es necesario asumir las cargas como si actuaran sobre una zapata equivalente en la profundidad de empotramiento de los pilotes dentro de la capa que provee soporte como se muestra en la figura siguiente:

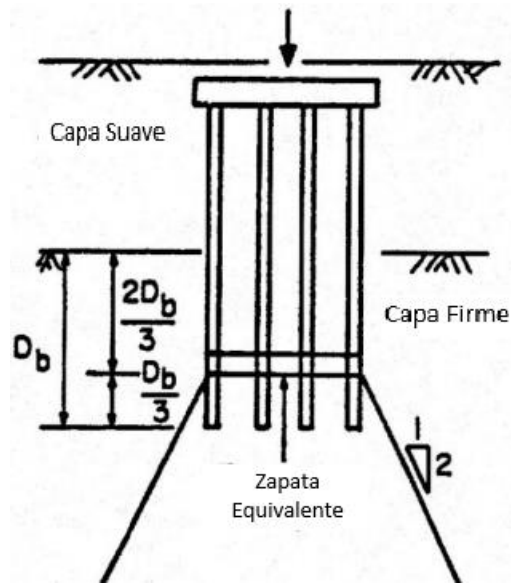


Figura 59: Ubicación de la zapata equivalente

3.3.5 Movimiento horizontal

El movimiento horizontal inducido por las cargas laterales debe ser calculadas, usando los procedimientos que tenga en cuenta la interacción suelo-estructura, en este caso se usará las curvas P-y. Además, se establecerán sobre la base de movimientos compatibles de componentes estructurales.

Los efectos de la resistencia lateral proporcionada por un encepado embebido pueden ser considerados en la evaluación del movimiento horizontal.

Los efectos de interacción del grupo de pilotes, se tendrán en cuenta al evaluar el movimiento horizontal del grupo de pilotes, como en este caso se hace uso del método de análisis de curvas P-y, los valores de P se multiplicarán por valores P-multiplicadores, P_m , para tener en cuenta los efectos de grupo (AASHTO, 2014)

La dirección de carga y el espaciamiento de los micropilotes se deben tomar en cuenta como la imagen que se muestra a continuación:

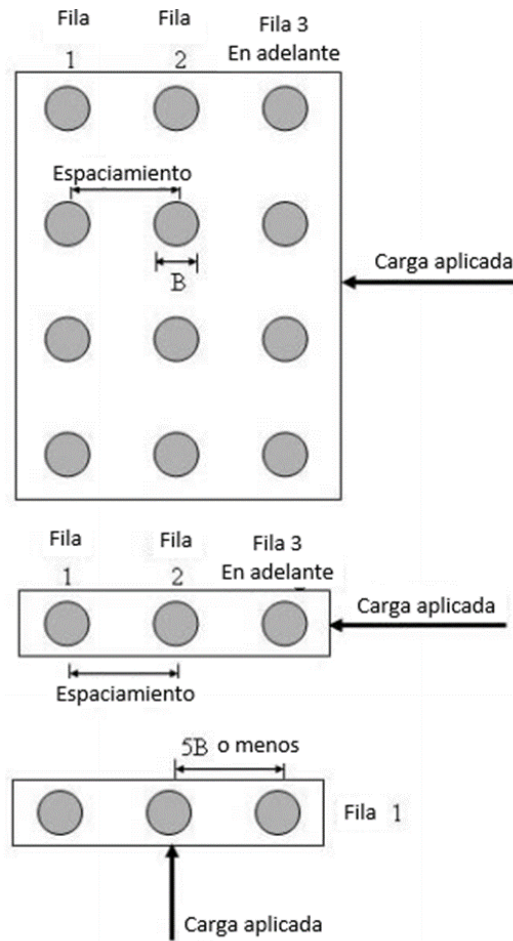


Figura 60: Dirección de carga y efectos del espaciamiento del grupo

La dirección de carga y el espaciamiento se debe tomar como indica la siguiente figura:

Espaciamiento del pilote CTC (en la dirección de carga)	P-Multiplicadores, Pm		
	FILA 1	FILA 2	FILA 3 en adelante
3B	0.8	0.4	0.3
5B	1	0.85	0.7

Tabla 29: Espaciamiento de micropilotes con P-multiplicadores (AASHTO, 2014)

Si la dirección de carga para una sola fila de pilotes es perpendicular a la fila, se debe utilizar un factor de reducción de grupo menor a 1, si el espaciamiento del pilote es 5D o menos se debe utilizar un factor de reducción de 0.80 para un espaciamiento de 3B.

3.3.6 Curvas P-Y

El procedimiento de análisis llamado curvas P - Y , es un método numérico que simula la resistencia del suelo como resortes no lineales predefinidos, donde p es la presión del suelo por unidad de longitud del pilote y Y es la desviación del pilote.

El suelo se representa por una serie de curvas P - Y no lineales que varían con la profundidad y el tipo de suelo, si se desea hallar la curva en un punto en particular, esta curva depende de muchos factores, como son:

- tipo de suelo
- tipo de carga (estática, dinámica)
- diámetro del pilote y forma de la sección (cuadrada, redonda)
- coeficiente de fricción entre cimentación y el suelo
- profundidad bajo la superficie del suelo
- método de construcción de la cimentación
- efecto de interacción grupal (Deep Foundations Institute, 2013)

La derivación experimental de las curvas P - Y , sigue un proceso de doble derivación y doble integración de datos de curvatura del pilote, por lo general se usan inclinómetros para obtener las lecturas de curvatura; una vez obtenidos los datos de curvatura, deflexiones, rotaciones y momentos de flexión, se calcula con la ayuda de la ecuación de flexión.

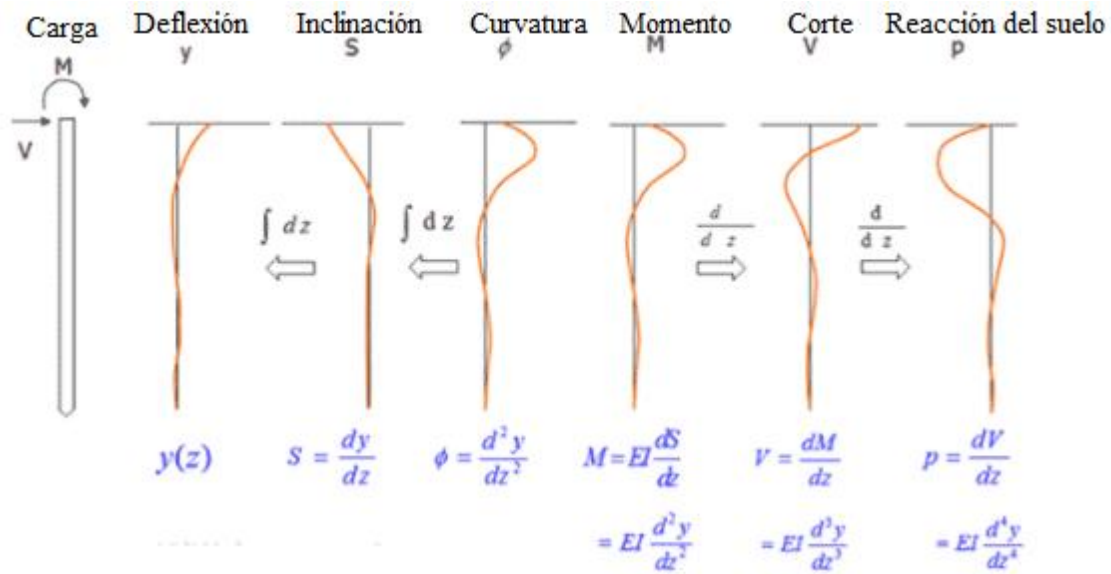


Figura 61: Comportamiento del micropilote (Deep Foundations Institute, 2013)

Reese and Welch propusieron un método de formulación, llamado curvas P-Y.

Hay una cantidad de datos que son necesarios obtener para poder iniciar los cálculos, y son los siguientes:

Ca	1019.7162
b	25
γ'	0.0015
z	500
ξ_{50}	0.04
c	0.4078

Tabla 30: Datos iniciales para calcular curvas p-y

dónde:

Ca = rigidez inicial del suelo

b = diámetro del micropilote

γ = esfuerzo del suelo

z = profundidad del estrato

ξ = tensión al 50% del esfuerzo máximo, (Eps50)

c = resistencia al corte

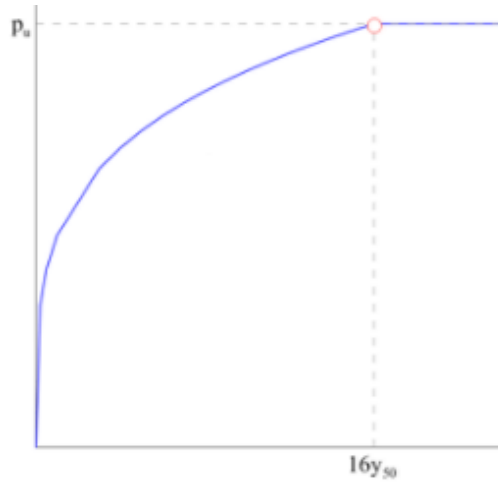


Figura 62: Curva p-y de referencia para arcillas

El valor de la rigidez inicial del suelo se lo obtiene del siguiente cuadro:

	Porcentaje no drenado de la fuerza de corte, kPa		
	50 to 100	100 to 200	200 to 400
Arcilla rígida			
Carga estática, kN/m ³	140,000	270,000	540,000
Carga cíclica, kN/m ³	50,000	110,000	220,000
Arena (estática o cíclica)	Suelta	Media	Densa
Sumergida, kN/m ³	5,000	15,000	35,000
Sobre el nivel freático, kN/m ³	7,000	25,000	60,000

Tabla 31: Rigidez inicial del suelo (US_FHWA, 2017)

El valor de Eps₅₀, que depende del tipo de arcilla que se tenga, se lo obtiene de la siguiente tabla:

Consistencia de la arcilla	Porcentaje no drenado de la fuerza de corte, kPa	Eps50
Suave	10 to 25	0.02
Media	25 to 50	0.01
Rígida	50 to 100	0.007
	100 to 200	0.005
	200 to 400	0.004

Tabla 32: Tensión al 50% del esfuerzo máximo (US_FHWA, 2017)

Una vez obtenidos los datos anteriores, se procede a realizar los cálculos siguientes:

Para encontrar el valor de P_u , se utiliza la siguiente fórmula:

$$p_u = \min[(c2b + \gamma bz + 2.83cz), 11cb]$$

Luego de esto, se calcula el y_{50} con la siguiente expresión:

$$y_{50} = \varepsilon_{50} * b$$

Con el valor de y_{50} calculado, se procede a computar el valor de y , con la ecuación:

$$y = 15 * y_{50}$$

Finalmente se calcula el valor de la resistencia del suelo (p):

$$p = 0.5 * p_u * \left(\frac{y}{y_{50}}\right)^{1/4}$$

El cual nos servirá para poder realizar la gráfica y así determinar los valores correspondientes entre deflexión y resistencia del suelo.

Con los datos obtenidos anteriormente, estos se aplicaron en las distintas fórmulas y se procede a realizar la curva P - Y , en donde se observa que el desplazamiento máximo esperado de los micropilotes para las condiciones especificadas, es de 15 centímetros. Y se lo muestra en la siguiente figura:

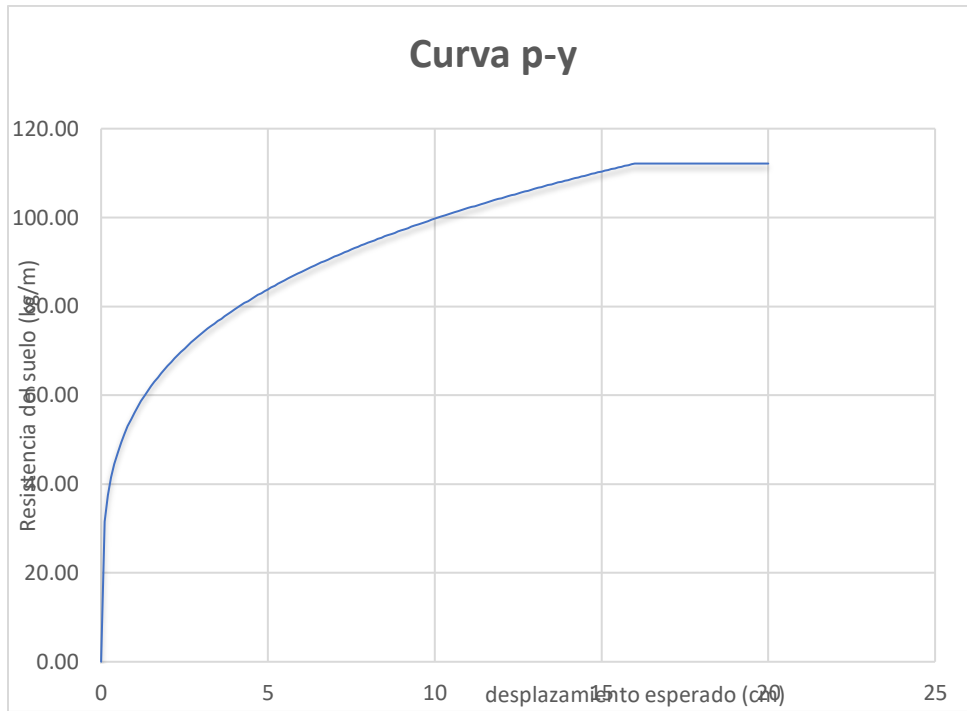


Figura 63: Curva p-y del proyecto, resistencia del suelo vs desplazamiento

3.3.7 Número de pilotes

Como se mencionó anteriormente, el encepado es un elemento estructural prismático, que recoge los esfuerzos de las columnas y los transmite hacia el grupo de pilotes, para que estos a su vez sean distribuidos de forma óptima al terreno.

Para determinar el número de micropilotes necesarios para usar en conjunto con los plintos combinados se realizaron unos cálculos previos, cabe recordar que el estudio de suelos se lo realizó con el SPT.

Para calcular el asentamiento de pilotes en un suelo cohesivo, se usa la expresión siguiente:

$$\rho = \frac{q * I * \sqrt{B}}{N160}$$

Es necesario obtener el factor I, y se lo calcula de la siguiente manera:

$$I = 0.125 * \frac{D'}{B} \geq 0.5$$

dónde:

ρ = asentamiento del grupo de pilotes

q = presión efectiva del suelo aplicada a $2Db/3$ u $8/9D$

I = factor de influencia del empotramiento del grupo efectivo

B = ancho o dimensión más pequeña del grupo de pilotes

D' = profundidad efectiva tomada a $2Db/3$

Db = profundidad de empotramiento de pilotes en el estrato de soporte

N_{160} = conteo de golpes SPT, corregido para efectos de sobrecarga y eficiencia del martillo

Para obtener el $(N_1)_{60}$ es necesario obtener y computar varios datos antes de introducir en la formula, lo datos son los siguientes:

Como menciona Das en su libro, para obtener el N_{60} se debe aplicar la siguiente expresión:

$$N_{60} = \frac{N * nh * nb * ns * nr}{60}$$

dónde:

N = valor de N de campo

nh = factor de corrección por energía del martillo

nb = factor de corrección por diámetro de la perforación

ns = factor de corrección por resistencia interna

nr = factor de corrección por longitud de la varilla

El factor de corrección por energía (nh), se define como:

$$nh = \frac{Er}{E_{60}}$$

dónde:

Er = es el valor de la energía de referencia de la barra

E_{60} = es el valor de la energía de referencia base, usualmente es el 60%

Los datos varían de acuerdo con los equipos y su uso, por lo general en Ecuador la energía de referencia es 60 y se trabaja con el valor de 1.

Los factores de corrección tanto para corrección por diámetro de la perforación (nb) como para el factor de corrección por resistencia interna (ns) son igual a 1 y se los muestra en la siguiente tabla:

Diámetro	Factor corrección
60 - 120	1.00
150	1.05
200	1.15

Tabla 33: Factor de corrección nb (Das, 2014)

Variable	Factor corrección
Muestreador estándar	1.00
con forro para arena y arcilla densa	0.80
con forro para arena pobre	0.90

Tabla 34: Factor de corrección ns (Das, 2014)

Si se desea obtener el factor de corrección por longitud de la varilla (nr), se debe observar la siguiente tabla:

Long. varilla (m)	Factor corrección
> 10	1
6 a 10	0.95
4 a 6	0.85
< 4	0.75

Tabla 35: Factor de corrección nr (Das, 2014)

Se ha podido observar que existen varias tablas que relacionan la consistencia del suelo con el número de golpes corregido, la más óptima que se observo es la que Braja Das cita en su libro de Cimentaciones.

Número Penetración Estándar, N ₆₀	Consistencia	CI	(kN/m ²)
<2	Muy suave	<0.5	<25
2-8	Suave a media	0.5-0.75	25-80
8-15	Rígida	0.75-1.0	80-150
15-30	Muy rígida	1.0-1.5	150-400
>30	Dura	>1.5	>400

Tabla 36: Relaciones aproximadas entre CI, N160 y qu (Das, 2014)

Como podemos observar, el cuadro anterior nos da una pauta para conocer la consistencia del suelo y según esto poder clasificarlo de manera empírica.

Una vez que se tiene el N₆₀, se procede a calcular el (N1)₆₀ con la siguiente expresión:

$$(N1)_{60} = C_n * N_{60}$$

dónde:

C_n = factor de corrección

N₆₀ = valor N de campo, corregido

Para encontrar el valor de C_n, observamos la ecuación planteada por Peck (1974) y la usaremos reemplazando los datos correspondientes:

$$C_n = 0,77 \log \left[\frac{20}{\left(\frac{\sigma'}{Pa} \right)} \right]; \text{ si } \frac{\sigma'}{Pa} \geq 0.25$$

Una vez calculado el valor de (N1)₆₀, se procede a calcular los valores de Q_s, Q_p, Q_{tot} y Q_{adm}, de acuerdo a los datos obtenidos del estudio de suelos en las perforaciones realizadas.

Capacidad de carga de la punta (Q_p)

Para determinar este valor, se usó la expresión mencionada por Terzaghi (1943), que indica lo siguiente:

$$Q_p = A_p * q_p = A_p (c * N_c + q' * N_q)$$

dónde:

A_p : área de la punta del pilote

c : cohesión del suelo que soporta la punta del pilote

q_p : resistencia unitaria de punta

q' : esfuerzo vertical, efectivo a nivel de la punta del pilote

N_c, N_q : factores de capacidad de carga

Resistencia por fricción (Q_s)

Para determinar este valor en las arcillas (como es en nuestro caso de estudio) se usa el método alfa (α), el cual menciona que se lo determine con la siguiente expresión:

$$f = \alpha * C_u$$

dónde:

α : factor empírico de adhesión, relacionado con la siguiente tabla que menciona Braja Das

C_u / Pa	α
0,1	1
0,2	0,92
0,3	0,82
0,4	0,74
0,6	0,62
0,8	0,54
1	0,48
1,2	0,42
1,4	0,4
1,6	0,38
1,8	0,36
2	0,35
2,4	0,34
2,8	0,34

Tabla 37: Variación de α

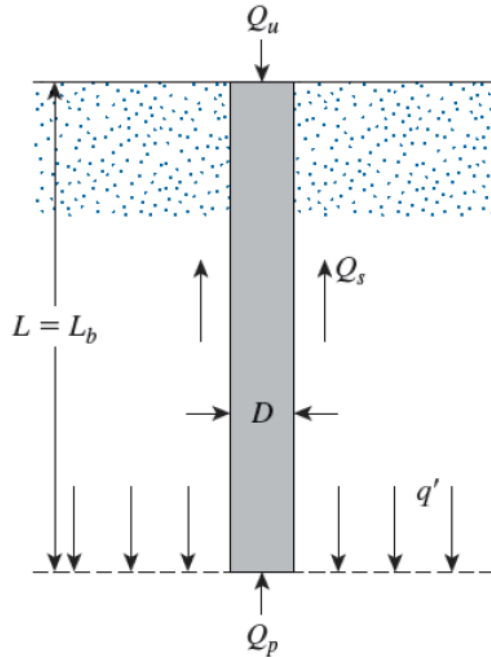


Figura 64: Capacidad última del pilote

dónde:

L: longitud de empotramiento

Lb: longitud de empotramiento en el estrato de apoyo

Para obtener la capacidad última del pilote (Q_{total}), se procede a sumar la capacidad de carga de la punta del pilote (Q_p) más la resistencia por fricción (Q_s)

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Para determinar la capacidad portante de cada micropilote (Q_{adm}), una vez obtenido el Q_u , este se lo divide para un factor de seguridad que en este caso se lo tomará con el valor de 3, para tomarlo de forma conservadora.

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{\text{factor de seguridad}}$$

Profundidad	SUCS	Nivel freático	NSPT	N160	Qs (ton)	Qp (ton)	Qu (ton)	Qadm (ton)
1	PT	Si	2	-	0	0	0	0
2	PT	Si	2	-	0	0	0	0
3	PT	Si	3	-	0	0	0	0
4	PT	Si	5	-	0	0	0	0
5	CL	Si	10	10.58	4.67	2.84	7.51	2.50
6	CL	Si	36	33.68	11.84	8.84	25.34	8.45

Tabla 38: Valores Q_s , Q_p , Q_{total} , Q_{adm} - Sondeo 1

Profundidad	SUCS	Nivel freático	NSPT	N160	Qs (ton)	Qp (ton)	Qu (ton)	Qadm (ton)
1	PT	Si	2	-	0	0	0	0
2	PT	Si	2	-	0	0	0	0
3	PT	Si	3	-	0	0	0	0
4	PT	Si	8	-	0	0	0	0
5	CL	Si	7	7.59	3.47	1.93	5.40	1.80
6	CL	Si	39	36.49	11.84	8.84	24.15	8.05

Tabla 39: Valores Q_s , Q_p , Q_{total} , Q_{adm} - Sondeo 2

Profundidad	SUCS	Nivel freático	NSPT	N160	Qs (ton)	Qp (ton)	Qu (ton)	Qadm (ton)
1	PT	No	2	-	0	0	0	0
2	PT	Si	2	-	0	0	0	0
3	PT	Si	3	-	0	0	0	0
4	PT	Si	6	-	0	0	0	0
5	CL	Si	12	12.54	5.48	3.47	8.95	2.98
6	CL	Si	38	35.55	11.84	8.84	26.16	8.72

Tabla 40: Valores Q_s , Q_p , Q_{total} , Q_{adm} - Sondeo 3

Una vez obtenidos los valores de Q_s , Q_p , Q_{total} y Q_{adm} , procedemos a determinar la cantidad de micropilotes necesarios a usarse, para esto es necesario conocer el peso total de la estructura incluyendo el sismo, la cual la obtenemos del diseño estructural realizado en SAP2000.

Peso total de la estructura: 452.7678 ton

$$\text{número de micropilotes 1} = \frac{\text{peso total}}{q_{adm}} = \frac{452.77}{8.45} = 53.58 \approx 54$$

$$\text{número de micropilotes 2} = \frac{\text{peso total}}{q_{adm}} = \frac{452.77}{8.05} = 56.24 \approx 57$$

$$\text{número de micropilotes 3} = \frac{\text{peso total}}{q_{adm}} = \frac{452.77}{8.72} = 51.92 \approx 52$$

Debido a que se tienen tres perforaciones, se calculó el número de micropilotes para cada una de ellas, y después de esto se realizó un promedio para determinar la cantidad real necesaria, la cual tiene que ser comprobada con la ayuda del programa SAP2000 para determinar si los cálculos están correctos y si la cantidad de pilotes aquí indicada soporta la carga solicitada.

Una vez realizado el promedio y las observaciones necesarias, concluimos que se requiere 56 micropilotes para que soporte la carga requerida. Serán distribuidos de la siguiente manera:

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi * d * n1 * n2} [n1(n2 - 1) + n2(n1 - 1) + \sqrt{2}(n1 - 1)(n2 - 1)]$$

dónde:

η : eficiencia del grupo de pilotes

D: diámetro de un pilote

n_1 : número de pilotes por fila

n_2 : número de pilotes por columna

d : distancia centro a centro de pilotes

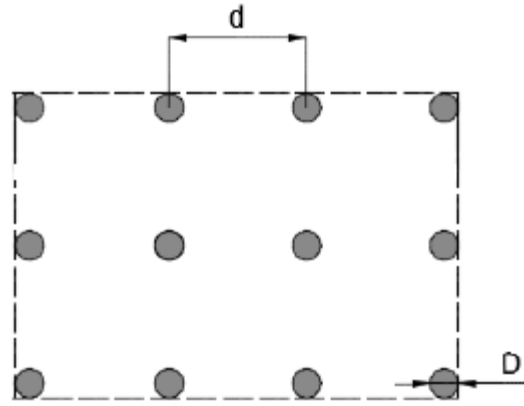


Figura 65: Vista en planta, grupo de pilotes

3.3.8 Encepado

Como se mencionó anteriormente, el encepado es un elemento estructural prismático, que recoge los esfuerzos de las columnas y los transmite hacia el grupo de pilotes, para que estos a su vez sean distribuidos de forma óptima al terreno.

Los encepados pueden agrupar entre 3 a 15 micropilotes, aunque las normas recomiendan que al menos sean 2 micropilotes, para que estos sean ubicados de tal forma que compongan un triángulo isósceles, esto se recomienda para que su eficiencia no disminuya excesivamente, adicionalmente cabe señalar que se aconseja que los encepados sean arriostrados en las dos direcciones ortogonales para que de esta forma resista la totalidad de las cargas de diseño y empujes horizontales debidos a excentricidades, cargas laterales de sismo o viento, de igual forma si se coloca el arriostramiento no es factible colocar solamente

un micropilote por encepado. (Noboa, 2010) de esta manera se asegura un mejor comportamiento en conjunto.

Como menciona Daniel Noboa en su trabajo de grado, para asegurar la resistencia del encepado es necesario colocar concreto que sea de buena calidad y con una resistencia a la compresión mínima de $f'c = 200$ a 250 kg/cm^2 , armados en su borde inferior para resistir los esfuerzos de tracción que se produzcan. (Noboa, 2010)

Para lograr un empotramiento óptimo y que este sea considerado como empotrado en un encepado, las varillas del micropilote deben introducirse en el encepado un mínimo de 30 centímetros, es por esta razón que se recomienda prolongar la armadura del micropilote al menos 30 centímetros, después de que todo el material mal colocado o desperdiciado haya sido removido por completo.

Caso contrario si el pilote es único al encepado mediante barras embebidas, el pilote deberá introducirse en el encepado con una longitud mínima de 15 centímetros, si no se cumple esto se lo considerará articulado en la parte superior.

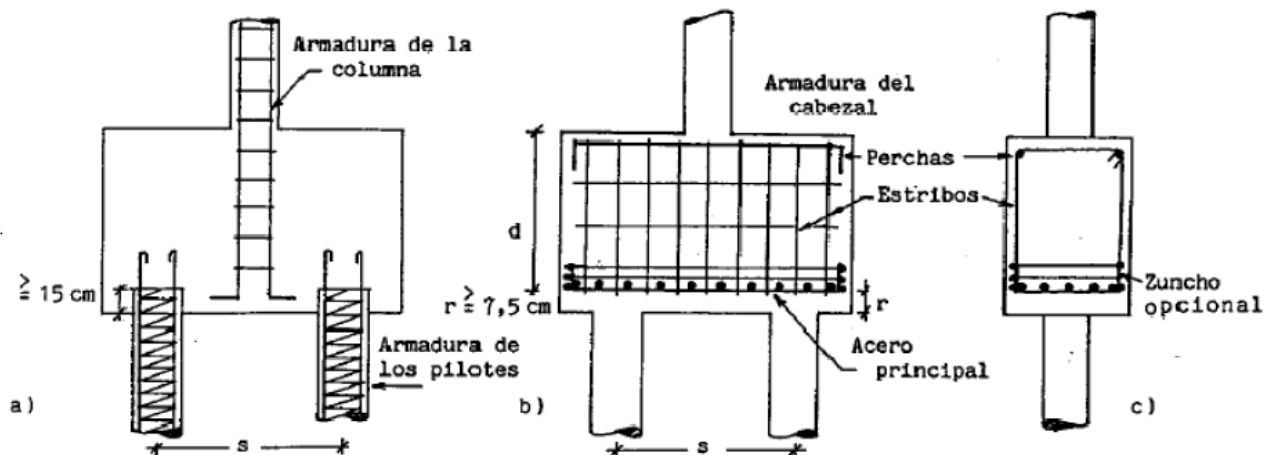
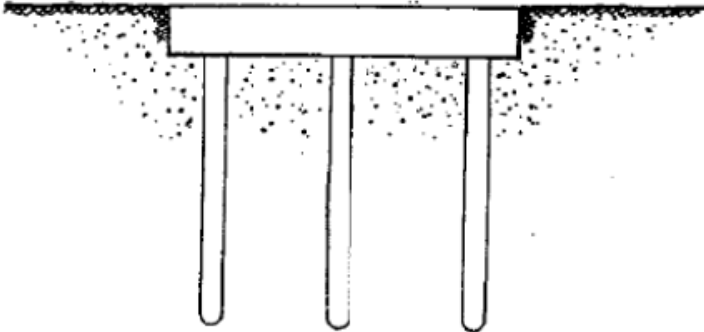


Figura 66: Armado del encepado

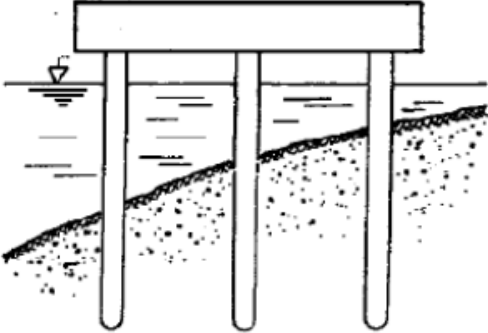
El recubrimiento mínimo de las varillas de la armadura debe ser no menos de 7,5 centímetros y se las debe colocar sobre la cabeza de los micropilotes; una vez colocado el refuerzo interno, la mejor manera de seguir con la construcción del encepado es colocando

el concreto directamente sobre esta y sobre la cabeza de los pilotes, con excepción cuando son obras marítimas, donde es estrictamente necesario colocar encofrados, en el caso que se tenga

suelos expansivos, estos deben aislarse primero; en ocasiones al borde inferior del encepado se le suele colocar un zuncho para de esta forma confinar la zona traccionada.



a) Cabezal vaciado en excavación



b) Cabezal encofrado para obra marítima o fluvial

Figura 67: Micropilotes sobre suelo firme y en obra marítima

Para convalidar lo anteriormente mencionado, se modelaron los pilotes en conjunto con la superestructura en SAP2000, cabe indicar que se cumplió con las especificaciones requeridas.

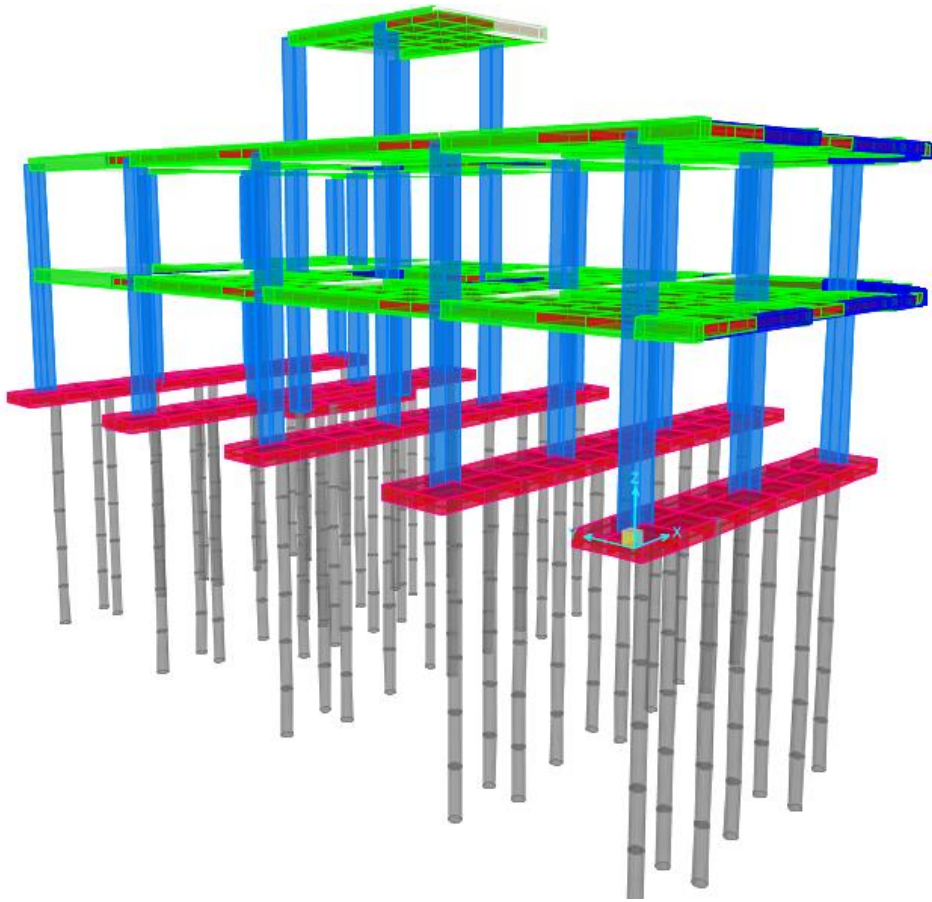


Figura 68: Modelo estructural de la edificación con plintos combinados sobre micropilotes

Utilizamos los coeficientes de balasto obtenidos del estudio de suelos para simular la resistencia del suelo sobre los micropilotes.

- Coeficiente de balasto vertical: $Cv = 2470 \text{ t/m}^2$
- Coeficiente de balasto horizontal: $Ch = 741 \text{ t/m}^2$

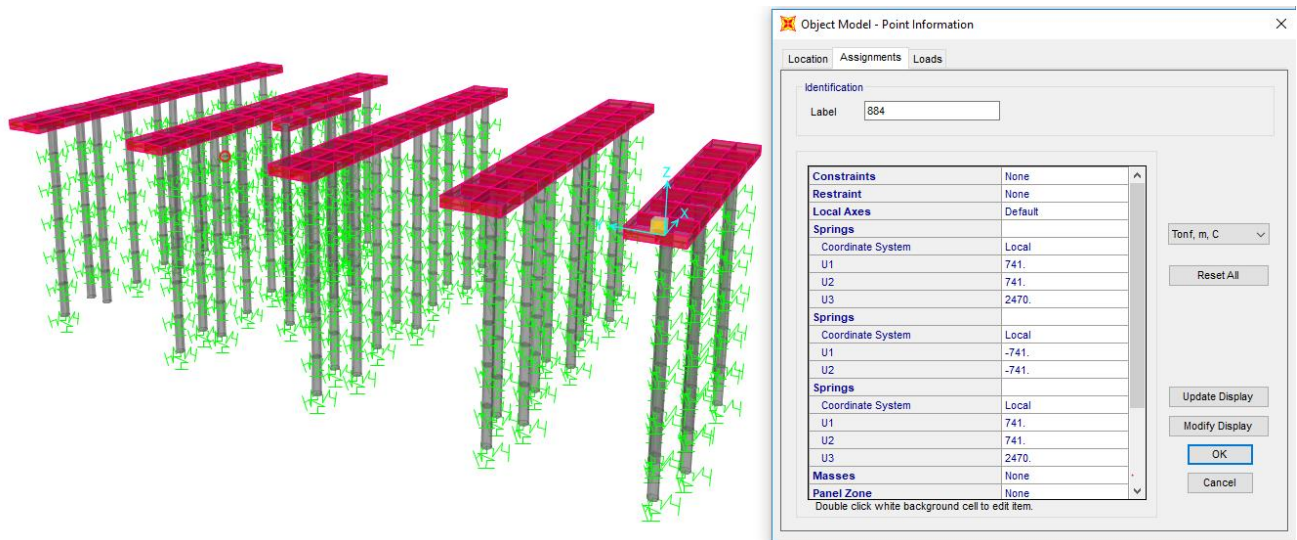


Figura 69: Distribución de resortes a lo largo de los micropilotes

Una vez realizado el análisis en SAP2000, observamos el comportamiento de los pilotes y de la edificación, indicando que cumplen todos los parámetros de diseño requeridos.

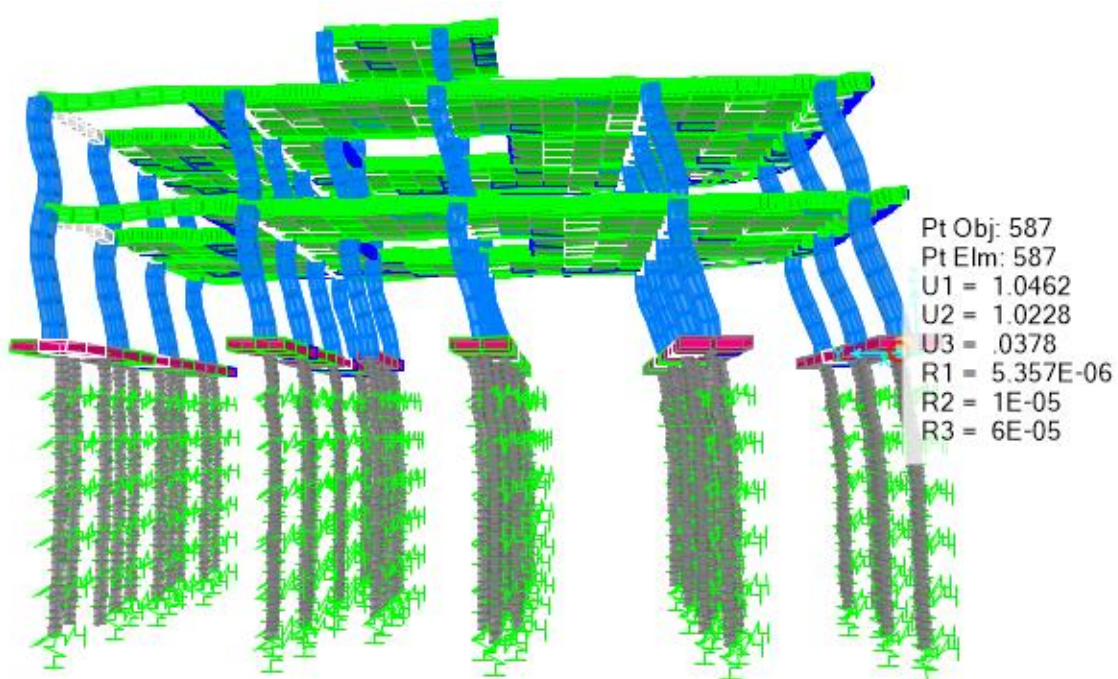


Figura 70: Deflexiones en los pilotes

CHEQUEO DE DERIVAS												
H	2700	mm										
R	8	s.u										
ΔM max	0.02	s.u										
PORTICO 4 SENTIDO X												
TABLE: Joint Displacements												
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	ΔE	ΔM	condicion	exced
Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians	s.u	s.u	ok	%
210	EX	LinStatic	1.012071	-0.120483	0.090342	1.158E-06	0.000018	0.000026	0	0	0	0
11	EX	LinStatic	3.263832	-0.302342	0.107973	0.000048	0.00072	0.000061	0.0008	0.0050	ok	25.0
159	EX	LinStatic	5.276502	-0.417873	0.113847	0.00002	0.000456	0.000081	0.0007	0.0045	ok	22.4
SENTIDO Y												
TABLE: Joint Displacements												
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	ΔE	ΔM	condicion	exced
Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians	s.u	s.u	ok	%
210	EY	LinStatic	-0.052798	1.217507	-0.026224	-5.281E-06	-1.354E-06	0.000014	0	0	0	0
11	EY	LinStatic	-0.205249	3.835247	-0.030772	-0.000807	-0.000043	0.000049	0.0010	0.0058	ok	29.1
159	EY	LinStatic	-0.350109	6.127346	-0.032288	-0.000488	-0.000024	0.000074	0.0008	0.0051	ok	25.5

Tabla 41: Chequeo de derivas en la edificación

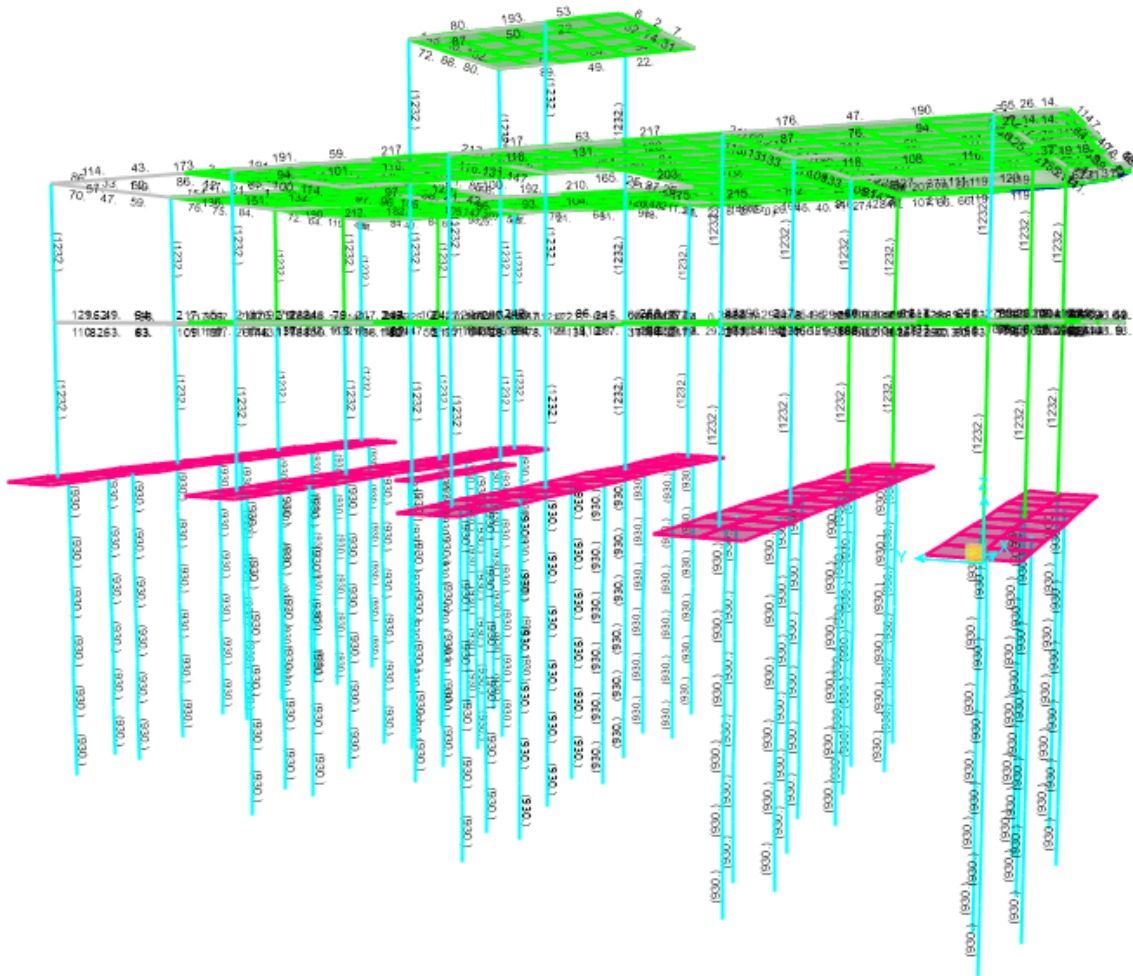


Figura 71: Refuerzo longitudinal

Capítulo 4: Evaluación económica

En el penúltimo capítulo se obtendrán **varios costos para poder realizar un presupuesto y posterior a esto se realizará una comparación económica entre dos tipos de cimentación, para determinar la opción más viable para la construcción de la residencia del Sr. Manuel Pinduisaca

Será fundamental determinar el porcentaje de costo indirecto ya que esto influye de manera considerable en el precio final de la obra, así como será importante calcular los volúmenes de obra, rubros y demás elementos necesarios, que serán detallados más adelante.

4.1 Costo indirecto

Un porcentaje importante a obtener son los costos indirectos, como se explicó anteriormente estas cantidades son las que no están presentes de manera concreta para la ejecución del proyecto, pero son sumamente necesarios para poder ejecutar el proyecto. Y estas son:

Costo de operación - oficina central (3 – 6 %)

Costo de obra (5 – 10 %)

Garantías (2 – 4 %)

Imprevistos (2 – 10 %)

Utilidad (8 – 15 %)

De las cantidades mostradas anteriormente, se seleccionaron las mínimas en cada caso y se adoptó un porcentaje del 20%, ya que es el mínimo valor de costo indirecto.

4.2 Salarios

El salario es una gratificación que una persona recibe, ya sea de manera diaria, semanal, quincenal o mensual, esto por parte de su empleador y depende de la actividad laboral que realice.

El salario real horario es el rendimiento de trabajador que produce en una hora de trabajo y se lo calculará a continuación, cabe señalar que los valores iniciales fueron obtenidos de la página de la Contraloría General del Estado (CGE) y al final se anexara la tabla de este, actualizada a enero 2018

Es necesario contar con la siguiente información para poder realizar el cálculo.

- Salario básico unificado: \$386
- Días laborables: 232 días
- Días de descanso: 104 días
- Días festivos: 12 días
- Jornada de trabajo: 8 horas diarias
- Décimo Cuarto: \$386
-

Con los datos mencionados anteriormente, se procede a calcular los salarios según las diferentes estructuras ocupacionales. Para obtener los costos de los salarios reales, se procedió a realizar un muestreo de los diferentes salarios que perciben los trabajadores y se desglosa para obtener el costo horario y se presenta a continuación.

	Estr. Ocup. E2
SNM	428.64
13er	35.72
14to	32.17
Vacaciones	17.86
IESS (12.15%)	52.08
Fondo reserva	35.72
Salario real	694.19
IESS Ap	40.51
Salario real anual	7011.92
Salario real mensual	584.33
Factor salario real	1.36
Días laborables anuales	232.00
SR	30.22
SRH	3.78
SRN	2.77

Tabla 42: Salario Estructura Ocupacional E2

	Estr. Ocup. D2
SNM	526.37
13er	43.86
14to	32.17
Vacaciones	21.93
IESS (12.15%)	63.95
Fondo reserva	43.86
Salario real	823.12
IESS Ap	49.74
Salario real anual	8522.58
Salario real mensual	710.21
Factor salario real	1.35
Días laborables anuales	232.00
SR	36.74
SRH	4.59
SRN	3.40

Tabla 43: Salario Estructura Ocupacional D2

	Estr. Ocup. C1
SNM	626.94
13er	52.25
14to	32.17
Vacaciones	26.12
IESS (12.15%)	76.17
Fondo reserva	52.25
Salario real	955.81
IESS Ap	59.25
Salario real anual	10077.24
Salario real mensual	839.77
Factor salario real	1.34
Días laborables anuales	232.00
SR	43.44
SRH	5.43
SRN	4.05

Tabla 44: Salario Estructura Ocupacional C1

	Estr. Ocup. C2
SNM	730.00
13er	60.83

14to	32.17
Vacaciones	30.42
IESS (12.15%)	88.70
Fondo reserva	60.83
Salario real	1091.78
IESS Ap	68.99
Salario real anual	11670.34
Salario real mensual	972.53
Factor salario real	1.33
Días laborables anuales	232.00
SR	50.30
SRH	6.29
SRN	4.72

Tabla 45: Salario Estructura Ocupacional C2

Dentro de las diferentes estructuras ocupacionales, se tienen varios trabajadores que serán usados en el proyecto y se los menciona a continuación.

E2: Peón

D2: Albañil, operador de equipo liviano, herrero, carpintero, encofrador

C1: Maestro mayor en ejecución de obras civiles, excavadora, retroexcavadora

C2: Operador de perforador

4.3 Rubros

Desbroce, desbosque y limpieza:

Para poder iniciar una obra civil es necesario realizar un trabajo previo que no siempre es considerado, y este se llama desbroce, desbosque y limpieza y consiste en retirar todo tipo de material u objeto que se encuentre en el terreno, ya sea a nivel superficial o enterrado, como, por ejemplo, escombros, maderas, troncos, árboles, hierbas, plantas, etc; esto debe realizarse para eliminar todo tipo de material orgánico o según indique la recomendación realizada en el estudio de suelos. La medida de este rubro se la realizará por metro cuadrado

Replanteo manual y nivelación:

Lleva por nombre replanteo toda actividad en la cual se realice un trazado total para su cimentación, siempre tomando en cuenta lo que señalan los planos y las especificaciones. El objetivo principal consiste en colocar hitos de ejes, los cuales deben permanecer durante todo el tiempo que comprenda la construcción. Para el caso de este replanteo no es necesario usar equipos de topografía especializada, lo único necesario serán cierto tipo de materiales como estacas, piolas, tira de eucalipto. La medida de este rubro se la realizará por metro cuadrado.

Excavación manual:

Este rubro consiste en retirar una cierta cantidad de suelo, la cual está establecida en las especificaciones, y se la realizará únicamente luego de realizar el desbroce, desbosque y limpieza, según los planificado. La medida es por metro cúbico.

Excavación mecánica micropilotes:

Para poder ejecutar este importante rubro es necesario contar con herramienta menor, ya que la cantidad de suelo a ser removido no se lo realiza en grandes cantidades, debido a que el tamaño de los micropilotes a ser usados es de apenas 25cm de diámetro. La unidad para este rubro se la realiza en metros.

Desalojo material 10km:

Es necesario que el material removido o excavado sea depositado en lugares o áreas establecidas por el municipio correspondiente, en este caso el botadero certificado más cercano es el de "El Troje" y este se encuentra ubicado a 9 kilómetros del proyecto, cabe mencionar que se tiene una distancia libre de acarreo de 1 kilómetro. La medida será por metro cúbico

Relleno compactado sub-base clase 3:

Bajo la losa de cimentación es necesario colocar una cama de sub-base clase 3, ya que esto es necesario para que la cimentación trabaje de manera adecuada. Esto se debe colocar en varias capas y compactado, según los planos o las especificaciones indiquen. La medida de este rubro se la hace por metro cúbico.

Replanteo $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$:

Una vez retirado el material previamente establecido, es necesario colocar un replanteo de hormigón simple, es decir que su resistencia sea de apenas 180 kg/cm^2 , el espesor de este replanteo es según lo indique el diseño estructural, como indica la especificación establecida por el Ministerio de Desarrollo Urbano y de Vivienda (MIDUVI), las superficies deberán compactarse hasta obtener cuando menos el 90% de la Densidad Proctor Standard. La medida de este rubro será por metro cúbico. (MIDUVI, 2014)

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$:

Las varillas de acero a ser colocadas en obra deben estar limpias, libres de grasa y oxidación y de igual forma libre de escamas o limallas o cualquier materia extraña, para así no tener inconvenientes en cuanto a la adherencia de este con los distintos tipos de hormigón. Cabe mencionar que en los rubros del acero de refuerzo está considerado el 5% de desperdicio. La unidad de este rubro es en kilogramos.

Hormigón en losa de cimentación y pilotes combinados $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$:

La dosificación y tipo de hormigón a ser utilizado, debe ser diseñada al peso o al volumen y su calidad debe ser tal para que sea capaz de resistir las diferentes sollicitaciones establecidas. Cabe mencionar que, en el caso de ser necesario, el precio de los encofrados está incluidos. La unidad de medida de este rubro es por metro cúbico.

Hormigón micropilotes $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$:

La diferencia de este hormigón respecto al otro es que no contiene ripio, si no en su lugar usa chispa y polvo de piedra debido a que es necesario tener un tamaño de agregado pequeño para poder penetrar por los pequeños espacios que se tiene en el micropilote, además es necesario el uso de aditivos que faciliten el mejor fraguado, impermeabilización, y anticorrosivo del hormigón. La unidad de medida es de igual forma en metros cúbicos.

El cronograma simboliza las tareas que van a realizarse, están estrechamente relacionadas en función del tiempo, y generalmente son representadas de manera gráfica, también es conocido como calendario de trabajo o calendario de actividades.

En la construcción de los dos tipos de cimentación el tiempo empleado es de 12 días, esto se debe a que las actividades son casi parecidas en los dos casos, cambiando únicamente ciertos tipos de excavaciones, por lo que no es necesario realizar un cronograma detallado de cada tipo de cimentación.

4.4 Cantidades

Una vez finalizado el diseño estructural de los dos tipos de cimentación, tomamos como punto de partida para realizar los Análisis de precios unitarios (APUs), las cantidades de materiales requeridas para cada tipo de cimentación.

Cantidad de materiales en losa de cimentación:

- *Desbroce y limpieza:* se plantea realizar esta actividad de trabajo un metro más a cada lado de la losa de cimentación, es decir 11m de ancho * 19m de largo, por lo que nos da un valor de 209 m²
- *Replanteo manual para edificaciones:* se replantea los ejes de construcción tal cual nos especifican los planos arquitectónicos, es decir 9.7m * 17.70m, lo que nos da un valor de 171.69 m²
- *Excavación a máquina hasta 2 metros de altura:* de la misma manera se considera un metro más a cada lado del perímetro de la losa para la colocación de encofrados, conforme al estudio de suelos el nivel de desplante es de un metro, por lo cual se excava a una profundidad de 1.80 m considerando el espesor de la losa y una cama de material granular sobre la cual irá apoyada la losa de cimentación, es decir 11m de ancho* 19m de largo* 1.80 m de profundidad, lo que nos da un valor de 376.20 m³ de excavación.

- *Desalojo del material:* se considera un factor de esponjamiento para el tipo de suelo del 30%, por lo que el volumen a desalojar consiste en lo siguiente, $1.30 * 376.20 \text{ m}^3$, nos da un resultado de 489 m^3
- *Colocación de geomalla:* Conforme a las especificaciones estructurales se ha decidido colocar este material, el cual será de las dimensiones de la losa de cimentación, es decir tendrá un área de 180 m^2
- *Relleno compactado con sub-base clase 3:* como se mencionó anteriormente el espesor de esta cama granular es de 50cm, en las dimensiones de la losa, nos quedaría un valor de $10 \text{ m} * 18 \text{ m} * 0.50 \text{ m}$, igual a 90 m^3 , se compactará en capas de 10 cm ocupando la totalidad del material, utilizando para esto una plancha vibro compactadora a gasolina.
- *Encofrado losa de cimentación:* Para este rubro se necesitará encofrar solo los bordes de la losa de cimentación, utilizando madera de monte para abaratar su costo, la cantidad requerida de encofrado es de 19.60 m^2
- *Replanteo de H.S $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$:* se requiere de este para nivelar la base de la losa con un espesor de 5cm en el área de la misma, por lo tanto tenemos un valor de $10 \text{ m} * 18 \text{ m} * 0.05 \text{ m}$ igual a 9 m^3
- *Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$:* conforme al diseño estructural se requiere una varilla de 14mm de diámetro espaciada a 40 cm tanto en la parte superior como inferior, esto para los dos sentidos de la losa, dándonos una equivalencia en peso de acero de 1643.18 kg.
- *Hormigón en la losa de cimentación $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$:* la cubicación de este rubro se basa en un espesor de 30 cm de la losa con medidas de 10 metros de ancho por 18 metros de largo, dándonos un total de 54 m^3

Para poder apreciar de mejor manera lo enunciado anteriormente se presentan las siguientes ilustraciones.

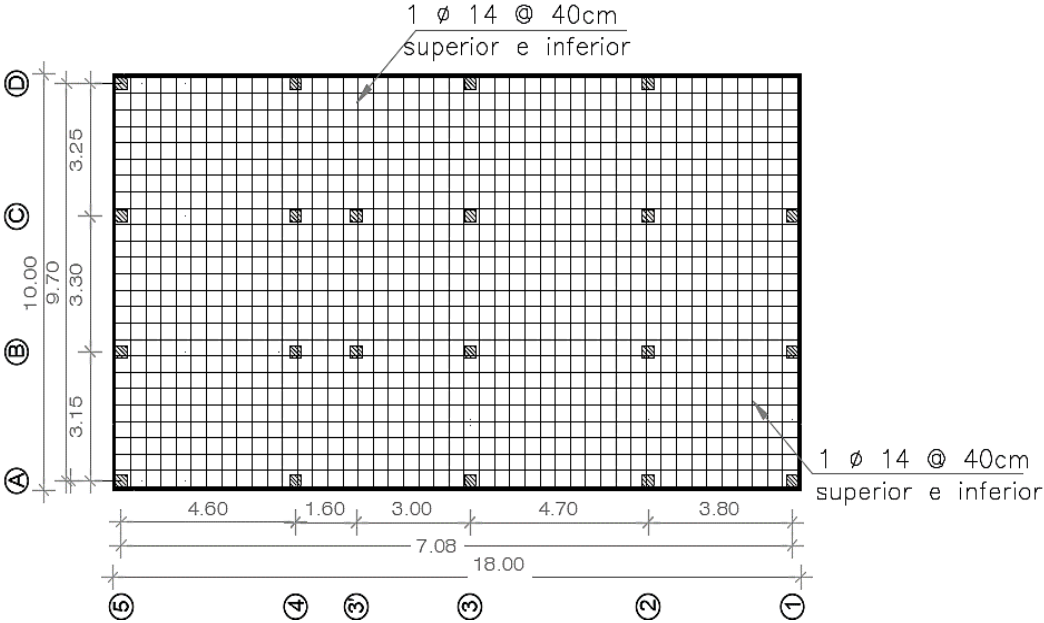


Figura 74: Vista en planta de la armadura en losa de cimentación

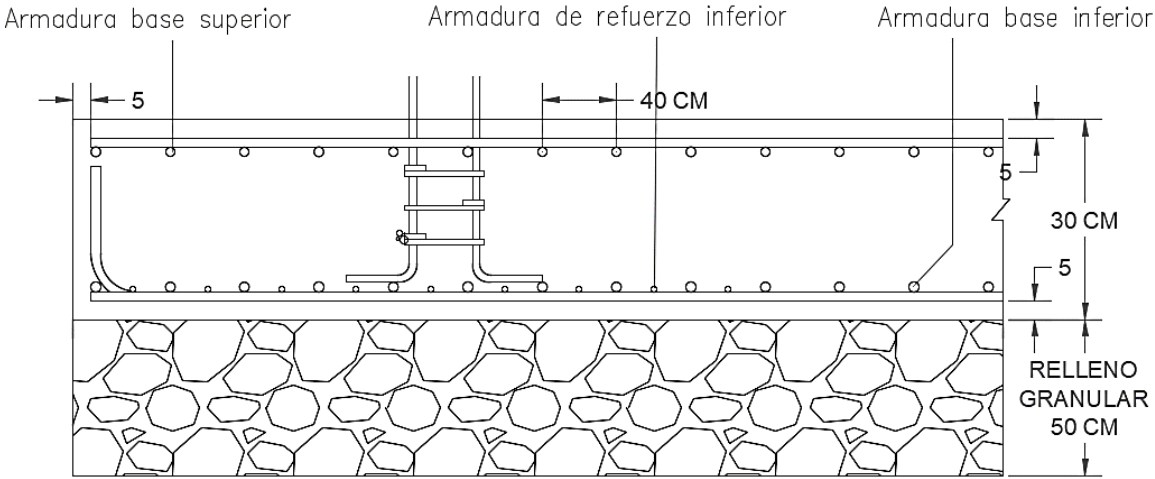


Figura 75: Vista en corte de losa de cimentación y relleno granular

Cantidad de materiales en plintos combinados sobre micropilotes:

- *Desbroce y limpieza:* se plantea realizar esta actividad de trabajo un metro más aproximadamente de los ejes de construcción, es decir 11m de ancho * 19m de largo, por lo que nos da un valor de 209 m²
- *Replanteo manual para edificaciones:* se replantea los ejes de construcción tal cual nos especifican los planos arquitectónicos, es decir 9.7m * 17.70m, lo que nos da un valor de 171.69 m²
- *Excavación mecánica en cimientos y plintos:* se procederá a excavar cada hilera de los plintos combinados a una profundidad de 30 cm, tomando en cuenta la profundidad de desplante que es de 1m. Del cálculo estructural obtenemos que el área total de todos los plintos combinados es de 72.65 m². Por lo tanto el volumen a excavar se lo deduce de la siguiente manera, 1.30m * 72.65 m², dándonos como resultado un total de 94.45 m³.
- *Excavación mecánica para micropilotes:* En este rubro se trabaja por metro lineal, el cual se utilizará una perforadora mecánica para excavar cada micropilote de 25cm de diámetro a una profundidad de 6 metros por micropilote, para los 56 micropilotes requeridos nos da un resultado de 336 metros.
- *Desalojo del material:* se considera un factor de esponjamiento para el tipo de suelo del 30%, por lo que el volumen a desalojar consiste en lo siguiente, 16.50 m³ de los micropilotes más 94.45 m³ la excavación de los plintos combinaos, 1.30*(16.50+94.45), lo que nos da un resultado de 144.24 m³. Para la ejecución de este rubro se alquilará volquetas de 8m³
- *Replanteo de H.S f'c= 180 kg/cm²:* para la base de los micropilotes se tomará un espesor de 15 cm, con un diámetro de 25cm por 56 micropilotes requeridos, nos da un resultado de 0.41 m³.

Mientras tanto para los plintos combinados se tomará un espesor de 5 cm en el área antes especificada, dándonos un total de $72.65 \text{ m}^2 * 0.05\text{m} = 3.63 \text{ m}^3$

- *Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$* : para el caso de los micropilotes conforme al diseño estructural se requiere tres varillas de 12mm de diámetro y una longitud de 6 metros en cada micropilote, utilizando zunchos de 10 mm de diámetro espaciados a 0.15 metros, esto por los 56 micropilotes requeridos, nos da un total equivalente en peso de acero de 1124.45 kg.

Para los plintos combinados, conforme al diseño estructural requiere un armado de una varilla de 12mm tal cual indican los planos estructurales anexados a la presente disertación, dándonos una equivalencia en peso de acero de 1415.41 kg.

- *Hormigón de $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$* : la cubicación de este rubro para los micropilotes se basa en un diámetro de 25cm y una longitud de 6 metros, con un total de 16.50 m^3 para los 56 micropilotes.

En el caso de los plintos combinados se cubica un total de $72.65 \text{ m}^2 * 0.30\text{m}$ de espesor en todos los plintos, dando un resultado de 21.80 m^3 .

Para poder apreciar de mejor manera lo mencionado anteriormente se presentan las siguientes ilustraciones.

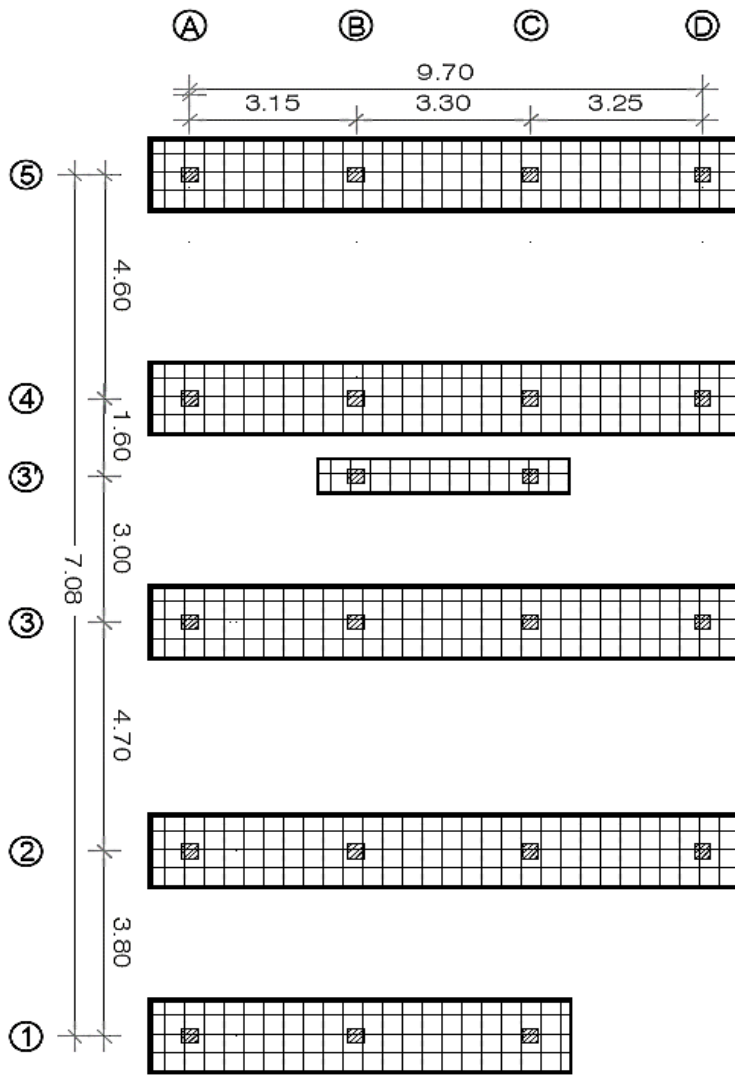


Figura 76: Vista en planta del armado en plintos combinados

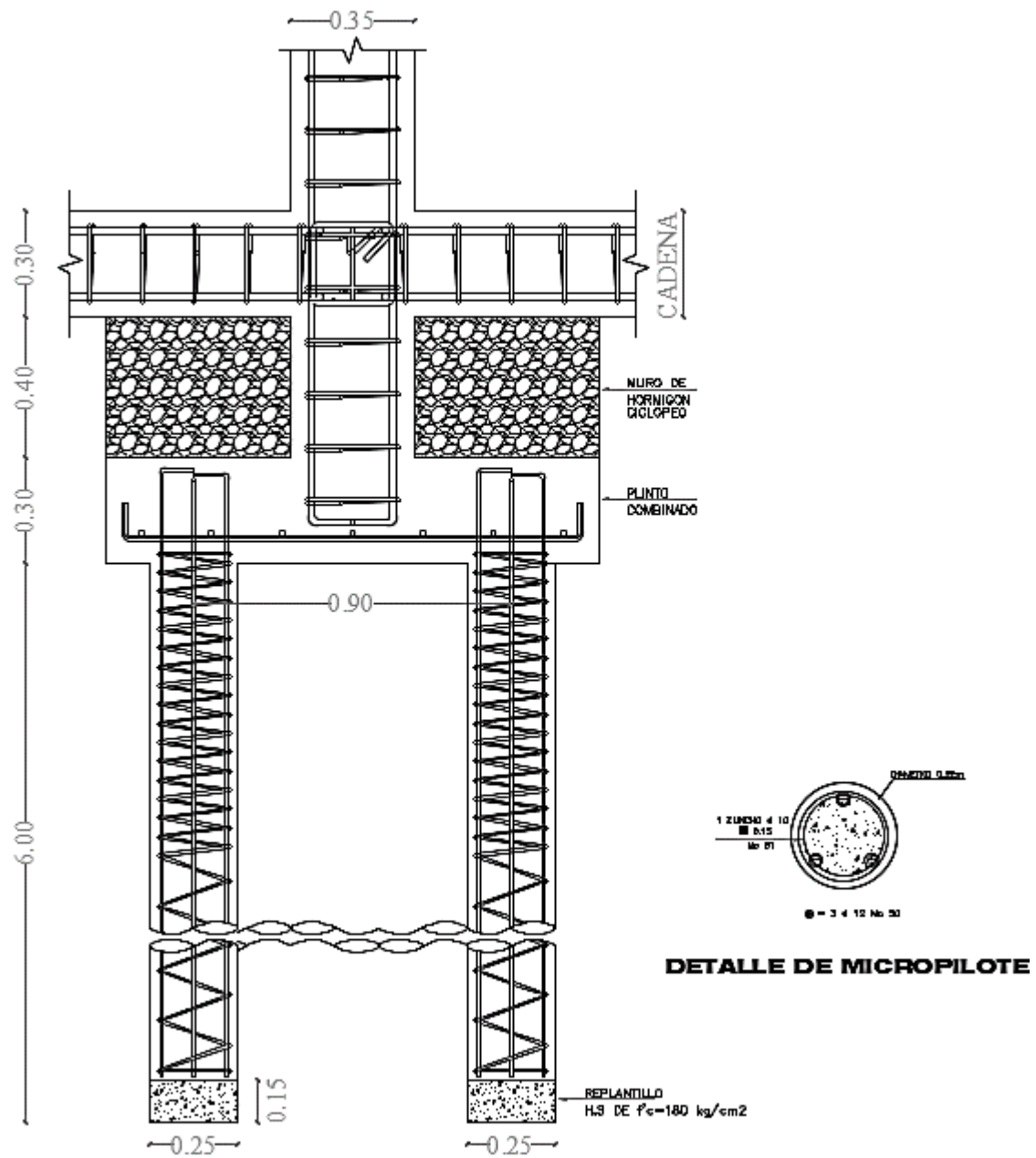


Figura 77: Vista en corte detalle de conexión y armado entre plintos y micropilotes

4.5 Costo de herramienta menor y maquinaria

Para obtener el costo de la herramienta manual, primero se obtuvo los costos de cada una de las herramientas y luego de esto se procedió a depreciarlas y se obtuvo su costo unitario que es el siguiente:

<i>-</i>	<u><i>Costo unitario</i></u>	<u><i>Costo inc depreciación</i></u>	<u><i>Costo residual</i></u>
<i>Pico</i>	7.80	3.90	0.00
<i>Pala</i>	7.80	3.90	0.00
<i>Martillo</i>	2.50	1.25	0.00
<i>Serrucho</i>	7.00	3.50	0.00
<i>Bailejo</i>	3.00	1.50	0.00
<i>Destornillador</i>	1.00	0.50	0.00
<i>Nivel</i>	2.25	1.13	0.00
<i>Punta</i>	3.00	1.50	0.00
<i>Alicate</i>	4.00	2.00	0.00
<i>Playo</i>	3.00	1.50	0.00
Total	41.35	20.68	0.00

Costo herramienta menor:	0.21
--------------------------	------

Tabla 46: Costo de la herramienta menor

Para el costo de la maquinaria, se procedió a obtener el precio de cada una de las diferentes máquinas y luego se procedió depreciarlas, calcular el costo de los insumos directos e indirectos a cada una y se muestra a continuación:

Costo por Hora de Máquina

Marca y modelo: _____ CONCRETERA MACONS _____



Símbolo	Descripción	Valor	Referencia
Vm	Valor de la máquina o equipo considerado como nuevo	\$ 2,430.00	Precio del distribuidor
Vr	Valor de rescate de la máquina o equipo	\$ 243.00	Política del propietario
Ve	Vida útil (horas efectivas de trabajo)	8000	Vida útil de acuerdo a cada máquina
Hea	Número de horas efectivas de trabajo durante el año	2000	Promedio 2000 horas al año
i	Tasa de interés anual	10.48%	Banco Central del Ecuador
s	Prima anual promedio de seguros	3.00%	Aseguradoras
Ko	Coefficiente por mantenimiento tanto mayor como menor	0.80	Tablas conforme a experiencia (40%-80%)
	Tipo de combustible	Gasolina	Característica propia de la máquina
HP	Caballos de fuerza	9.00	Característica propia de la máquina
Fo	Factor de trabajo de la máquina	0.70	En función a la rudeza del trabajo
Ce	Coefficiente de combustible	0.20	Motor a diesel: 0.15 Motor a gasolina: 0.20
Gh	Cantidad de combustible utilizado por hora efectiva de trabajo. (Its)	1.26	$Gh=Hp*Fo*Ce$
Pc	Precio del combustible (por litro)	\$ 1.480	Costo en gasolineras locales
CC	Capacidad del cárter Its	1.10	Característica propia de la máquina
Tc	Tiempo para el cambio de aceite "Tc" (horas)	150.00	Determinado a la experiencia (70-500 horas)
Ca	Coefficiente experimental para lubricante consumido por hora (Its)	0.00	Tablas conforme a experiencia
Ah	Cantidad de aceites lubricantes consumidos por hora efectiva de trabajo	0.02	$Ah=Ca*HP*Fo$
Ga	Consumo entre cambios sucesivos de lubricantes	0.01	$Ga=CC/Tc$
Pa	Costo de los aceites lubricantes (por litro)	\$ 6.10	Costo en distribuidoras locales
Pn	Valor de neumáticos	\$ 150.00	Costo en distribuidoras locales
Vn	Horas de vida económica de las llantas	6,000.00	Tablas conforme a experiencia
Va	Horas de vida económica de las piezas especiales	-	Tablas conforme a experiencia
Pa	Valor de las piezas especiales	\$ -	Costo en distribuidoras locales

Costos fijos				
Costo por Depreciación	$D = \frac{Vm - Vr}{Ve}$	$D = \frac{2,187.00}{8,000.00}$		\$ 0.273
Costo por Inversión	$Im = \frac{(Vm + Vr) * i}{2Hea}$	$Im = \frac{280.1304}{4,000.00}$		\$ 0.070
Costo por Seguros	$Sm = \frac{(Vm + Vr) * s}{2Hea}$	$Sm = \frac{80.19}{4,000.00}$		\$ 0.020
Costo por Mantenimiento	$Mn = Ko * D$	$Mn = 0.218700$		\$ 0.219
Suma de costos				\$ 0.582

Costos por consumo				
Costo por Combustibles	$Co = Gh * Pc$	$Co = 1.86$	\$	1.86
Costo por lubricantes	$Lb = (Ah + Ga) * Pa$	$Lb = 0.18$	\$	0.18
Costo por llantas	$N = Pn/Vn$	$N = 0.025$	\$	0.03
Costo por piezas especiales	$Ae = Pa/Va$	$Ae = 0.00$	\$	-
Suma de costos por consumos=Cco				\$ 2.07

Costo horario Phm=Cfi+Cco	\$ 2.54
----------------------------------	----------------

Tabla 47: Costo horario Concretera

Costo por Hora de Máquina

Marca y modelo: VIBRADOR MACONS



Símbolo	Descripción	Valor	Referencia
Vm	Valor de la máquina o equipo considerado como nuevo	\$ 650.00	Precio del distribuidor
Vr	Valor de rescate de la máquina o equipo	\$ 65.00	Política del propietario
Ve	Vida útil (horas efectivas de trabajo)	4000	Vida útil de acuerdo a cada máquina
Hea	Número de horas efectivas de trabajo durante el año	2000	Promedio 2000 horas al año
i	Tasa de interés anual	10.48%	Banco Central del Ecuador
s	Prima anual promedio de seguros	3.00%	Aseguradoras
Ko	Coefficiente por mantenimiento tanto mayor como menor	0.80	Tablas conforme a experiencia (40%-80%)
	Tipo de combustible	Gasolina	Característica propia de la máquina
HP	Caballos de fuerza	6.50	Característica propia de la máquina
Fo	Factor de trabajo de la máquina	0.70	En función a la rudeza del trabajo
Ce	Coefficiente de combustible	0.20	Motor a diesel: 0.15 Motor a gasolina: 0.20
Gh	Cantidad de combustible utilizado por hora efectiva de trabajo. (lts)	0.91	$Gh=Hp*Fo*Ce$
Pc	Precio del combustible (por litro)	\$ 1.48	Costo en gasolineras locales
CC	Capacidad del cárter lts	1.10	Característica propia de la máquina
Tc	Tiempo para el cambio de aceite "Tc" (horas)	150.00	Determinado a la experiencia (70-500 horas)
Ca	Coefficiente experimental para lubricante consumido por hora (lts)	0.00	Tablas conforme a experiencia
Ah	Cantidad de aceites lubricantes consumidos por hora efectiva de trabajo	0.02	$Ah=Ca*HP*Fo$
Ga	Consumo entre cambios sucesivos de lubricantes	0.01	$Ga=CC/Tc$
Pa	Costo de los aceites lubricantes (por litro)	\$ 6.10	Costo en distribuidoras locales
Pn	Valor de neumáticos	\$ -	Costo en distribuidoras locales
Vn	Horas de vida económica de las llantas	-	Tablas conforme a experiencia
Va	Horas de vida económica de las piezas especiales	2,000	Tablas conforme a experiencia
Pa	Valor de las piezas especiales	\$ 135.00	Costo en distribuidoras locales

Costos fijos				
Costo por Depreciación	$D = \frac{Vm - Vr}{Ve}$	$D = \frac{585.00}{4,000.00}$	\$	0.146
Costo por Inversión	$Im = \frac{(Vm + Vr)*i}{2Hea}$	$Im = \frac{74.932}{4,000.00}$	\$	0.019
Costo por Seguros	$Sm = \frac{(Vm + Vr)*s}{2Hea}$	$Sm = \frac{21.45}{4,000.00}$	\$	0.005
Costo por Mantenimiento	$Mn = Ko*D$	$Mn = 0.117000$	\$	0.117
Suma de costos			\$	0.287

Costos por consumo				
Costo por combustible	$Co = Gh * Pc$	$Co = 1.35$	\$	1.35
Costo por lubricantes	$Lb = (Ah + Ga) * Pa$	$Lb = 0.14$	\$	0.14
Costo por llantas	$N = Pn/Vn$	$N = 0$	\$	-
Costo por piezas especiales	$Ae = Pa/Va$	$Ae = 0.07$	\$	0.07
Suma de costos por consumos=Cco			\$	1.49

Costo horario Phm=Cfi+Cco	\$	1.96
----------------------------------	----	-------------

Tabla 48: Costo horario Vibrador

Costo por Hora de Máquina

Marca y modelo:

PLANCHA COMPACTADORA KORMAX



Simbolo	Descripción	Valor	Referencia
Vm	Valor de la máquina o equipo considerado como nuevo	\$ 1,960.00	Precio del distribuidor
Vr	Valor de rescate de la máquina o equipo	\$ 196.00	Política del propietario
Ve	Vida útil (horas efectivas de trabajo)	4000	Vida útil de acuerdo a cada maquina
Hea	Número de horas efectivas de trabajo durante el año	2000	Promedio 2000 horas al año
i	Tasa de interés anual	10.48%	Banco Central del Ecuador
s	Prima anual promedio de seguros	3.00%	Aseguradoras
Ko	Coefficiente por mantenimiento tanto mayor como menor	0.80	Tablas conforme a experiencia (40%-80%)
	Tipo de combustible	Gasolina	Característica propia de la maquina
HP	Caballos de fuerza	9.00	Característica propia de la maquina
Fo	Factor de trabajo de la máquina	0.63	En funcion a la rudeza del trabajo
Ce	Coefficiente de combustible	0.20	Motor a diesel: 0.15 Motor a gasolina: 0.20
Gh	Cantidad de combustible utilizado por hora efectiva de trabajo. (lts)	1.13	$Gh=Hp*Fo*Ce$
Pc	Precio del combustible (por litro)	\$ 1.48	Costo en gasolineras locales
CC	Capacidad del cárter lts	1.10	Característica propia de la maquina
Tc	Tiempo para el cambio de aceite "Tc" (horas)	175.00	Determinado a la experiencia (70-500 horas)
Ca	Coefficiente experimental para lubricante consumido por hora (lts)	0.00	Tablas conforme a experiencia
Ah	Cantidad de aceites lubricantes consumidos por hora efectiva de trabajo	0.02	$Ah=Ca*HP*Fo$
Ga	Consumo entre cambios sucesivos de lubricantes	0.01	$Ga=CC/Tc$
Pa	Costo de los aceites lubricantes (por litro)	\$ 6.10	Costo en distribuidoras locales
Pn	Valor de neumáticos	\$ -	Costo en distribuidoras locales
Vn	Horas de vida económica de las llantas	-	Tablas conforme a experiencia
Va	Horas de vida económica de las piezas especiales	1,500	Tablas conforme a experiencia
Pa	Valor de las piezas especiales	\$ 85.00	Costo en distribuidoras locales

Costos fijos			
Costo por Depreciación	$D = \frac{Vm - Vr}{Ve}$	$D =$	1,764.00 4,000.00 \$ 0.441
Costo por Inversión	$Im = \frac{(Vm + Vr)*i}{2Hea}$	$Im =$	225.9488 4,000.00 \$ 0.056
Costo por Seguros	$Sm = \frac{(Vm + Vr)*s}{2Hea}$	$Sm =$	64.68 4,000.00 \$ 0.016
Costo por Mantenimiento	$Mn = Ko*D$	$Mn =$	0.352800 \$ 0.353
Suma de costos fijos=Cfi			\$ 0.866

Costos por consumo			
Costo por Combustibles	$Co = Gh * Pc$	$Co =$	\$ 1.68 \$ 1.68
Costo por lubricantes	$Lb = (Ah + Ga) * Pa$	$Lb =$	0.16 \$ 0.16
Costo por llantas	$N = Pn/Vn$	$N =$	0 \$ -
Costo por piezas especiales	$Ae = Pa/Va$	$Ae =$	0.06 \$ 0.06
Suma de costos por consumos=Cco			\$ 1.84

Costo horario Phm=Cfi+Cco	\$ 2.31
---------------------------	---------

Tabla 49: Costo horario Plancha compactadora

Costo por Hora de Máquina

Marca y modelo: VOLQUETA HINO GH



Símbolo	Descripción	Valor	Referencia
Vm	Valor de la máquina o equipo considerado como nuevo	\$ 85,000.00	Precio del distribuidor
Vr	Valor de rescate de la máquina o equipo	\$ 17,000.00	Política del propietario
Ve	Vida útil (horas efectivas de trabajo)	10000	Vida útil de acuerdo a cada maquina
Hea	Número de horas efectivas de trabajo durante el año	2000	Promedio 2000 horas al año
i	Tasa de interés anual	10.48%	Banco Central del Ecuador
s	Prima anual promedio de seguros	3.00%	Aseguradoras
Ko	Coefficiente por mantenimiento tanto mayor como menor	0.40	Tablas conforme a experiencia (40%-80%)
	Tipo de combustible	Diesel	Característica propia de la maquina
HP	Caballos de fuerza	210.00	Característica propia de la maquina
Fo	Factor de trabajo de la máquina	0.26	En funcion a la rudeza del trabajo
Ce	Coefficiente de combustible	0.15	Motor a diesel: 0.15 Motor a gasolina: 0.20
Gh	Cantidad de combustible utilizado por hora efectiva de trabajo. (lts)	8.19	$Gh=Hp*Fo*Ce$
Pc	Precio del combustible (por litro)	\$ 1.03	Costo en gasolineras locales
CC	Capacidad del cárter lts	17.50	Característica propia de la maquina
Tc	Tiempo para el cambio de aceite "Tc" (horas)	150.00	Determinado a la experiencia (70-500 horas)
Ca	Coefficiente experimental para lubricante consumido por hora (lts)	0.00	Tablas conforme a experiencia
Ah	Cantidad de aceites lubricantes consumidos por hora efectiva de trabajo	0.19	$Ah=Ca*HP*Fo$
Ga	Consumo entre cambios sucesivos de lubricantes	0.12	$Ga=CC/Tc$
Pa	Costo de los aceites lubricantes (por litro)	\$ 5.30	Costo en distribuidoras locales
Pn	Valor de neumáticos	\$ 2,100.00	Costo en distribuidoras locales
Vn	Horas de vida económica de las llantas	2,000.00	Tablas conforme a experiencia
Va	Horas de vida económica de las piezas especiales	1,500	Tablas conforme a experiencia
Pa	Valor de las piezas especiales	\$ 950.00	Costo en distribuidoras locales

Costos fijos			
Costo por Depreciación	$D = \frac{Vm - Vr}{Ve}$	$D = \frac{68,000.00}{10,000.00}$	\$ 6.800
Costo por Inversión	$Im = \frac{(Vm + Vr)*i}{2Hea}$	$Im = \frac{10689.6}{4,000.00}$	\$ 2.672
Costo por Seguros	$Sm = \frac{(Vm + Vr)*s}{2Hea}$	$Sm = \frac{3,060.00}{4,000.00}$	\$ 0.765
Costo por Mantenimiento	$Mn = Ko*D$	$Mn = 2.720000$	\$ 2.720
Suma de costos			\$ 12.957

Costos por consumo			
Costo por Combustibles	$Co = Gh * Pc$	$Co = 8.44$	\$ 8.44
Costo por lubricantes	$Lb = (Ah + Ga) * Pa$	$Lb = 1.63$	\$ 1.63
Costo por llantas	$N = Pn/Vn$	$N = 1.05$	\$ 1.05
Costo por piezas especiales	$Ae = Pa/Va$	$Ae = 0.63$	\$ 0.63
Suma de costos por consumos=Cco			\$ 11.12

Costo horario Phm=Cfi+Cco	\$ 11.80
----------------------------------	-----------------

Tabla 50: Costo horario Volqueta

Costo por Hora de Máquina

Marca y modelo:

RETROEXCAVADORA CATERPILLAR 420e



Símbolo	Descripción	Valor	Referencia
Vm	Valor de la máquina o equipo considerado como nuevo	\$ 95,000.00	Precio del distribuidor
Vr	Valor de rescate de la máquina o equipo	\$ 19,000.00	Política del propietario
Ve	Vida útil (horas efectivas de trabajo)	10000	Vida útil de acuerdo a cada máquina
Hea	Número de horas efectivas de trabajo durante el año	2000	Promedio 2000 horas al año
i	Tasa de interés anual	10.48%	Banco Central del Ecuador
s	Prima anual promedio de seguros	3.00%	Aseguradoras
Ko	Coefficiente por mantenimiento tanto mayor como menor	0.40	Tablas conforme a experiencia (40%-80%)
	Tipo de combustible	Diesel	Característica propia de la máquina
HP	Caballos de fuerza	92.00	Característica propia de la máquina
Fo	Factor de trabajo de la máquina	0.60	En función a la rudeza del trabajo
Ce	Coefficiente de combustible	0.15	Motor a diesel: 0.15 Motor a gasolina: 0.20
Gh	Cantidad de combustible utilizado por hora efectiva de trabajo. (lts)	8.28	$Gh=Hp*Fo*Ce$
Pc	Precio del combustible (por litro)	\$ 1.03	Costo en gasolineras locales
CC	Capacidad del cárter lts	18.40	Característica propia de la máquina
Tc	Tiempo para el cambio de aceite "Tc" (horas)	200.00	Determinado a la experiencia (70-500 horas)
Ca	Coefficiente experimental para lubricante consumido por hora (lts)	0.00	Tablas conforme a experiencia
Ah	Cantidad de aceites lubricantes consumidos por hora efectiva de trabajo	0.19	$Ah=Ca*HP*Fo$
Ga	Consumo entre cambios sucesivos de lubricantes	0.09	$Ga=CC/Tc$
Pa	Costo de los aceites lubricantes (por litro)	\$ 5.30	Costo en distribuidoras locales
Pn	Valor de neumáticos	\$ 2,550.00	Costo en distribuidoras locales
Vn	Horas de vida económica de las llantas	2,000.00	Tablas conforme a experiencia
Va	Horas de vida económica de las piezas especiales	1,000	Tablas conforme a experiencia
Pa	Valor de las piezas especiales	\$ 750.00	Costo en distribuidoras locales

Costos fijos				
Costo por Depreciación	$D = \frac{Vm - Vr}{Ve}$	$D =$	76,000.00 10,000.00	\$ 7.600
Costo por Inversión	$Im = \frac{(Vm + Vr)*i}{2Hea}$	$Im =$	11947.2 4,000.00	\$ 2.987
Costo por Seguros	$Sm = \frac{(Vm + Vr)*s}{2Hea}$	$Sm =$	3,420.00 4,000.00	\$ 0.855
Costo por Mantenimiento	$Mn = Ko*D$	$Mn =$	3.040000	\$ 3.040
Suma de costos				\$ 14.482

Costos por consumo				
Costo por Combustibles	$Co = Gh * Pc$	$Co =$	\$ 8.53	\$ 8.53
Costo por lubricantes	$Lb = (Ah + Ga) * Pa$	$Lb =$	1.51	\$ 1.51
Costo por llantas	$N = Pn/Vn$	$N =$	1.275	\$ 1.28
Costo por piezas especiales	$Ae = Pa/Va$	$Ae =$	0.75	\$ 0.75
Suma de costos por consumos=Cco				\$ 11.31

Costo horario Phm=Cfi+Cco	\$ 11.99
----------------------------------	-----------------

Tabla 51: Costo horario Retroexcavadora

Costo por Hora de Máquina

Marca y modelo:

PERFORADORA VERTICAL NAFTERA 32D58



Símbolo	Descripción	Valor	Referencia
Vm	Valor de la máquina o equipo considerado como nuevo	\$ 6,000.00	Precio del distribuidor
Vr	Valor de rescate de la máquina o equipo	\$ 1,200.00	Política del propietario
Ve	Vida útil (horas efectivas de trabajo)	9000	Vida útil de acuerdo a cada máquina
Hea	Número de horas efectivas de trabajo durante el año	2000	Promedio 2000 horas al año
i	Tasa de interés anual	10.48%	Banco Central del Ecuador
s	Prima anual promedio de seguros	3.00%	Aseguradoras
Ko	Coficiente por mantenimiento tanto mayor como menor	0.60	Tablas conforme a experiencia (40%-80%)
	Tipo de combustible	Gasolina	Característica propia de la máquina
HP	Caballos de fuerza	50.00	Característica propia de la máquina
Fo	Factor de trabajo de la máquina	0.70	En funcion a la rudeza del trabajo
Ce	Coficiente de combustible	0.20	Motor a diesel: 0.15 Motor a gasolina: 0.20
Gh	Cantidad de combustible utilizado por hora efectiva de trabajo. (lts)	7.00	$Gh=Hp*Fo*Ce$
Pc	Precio del combustible (por litro)	\$ 1.48	Costo en gasolineras locales
CC	Capacidad del cárter lts	10.00	Característica propia de la máquina
Tc	Tiempo para el cambio de aceite "Tc" (horas)	120.00	Determinado a la experiencia (70-500 horas)
Ca	Coficiente experimental para lubricante consumido por hora (lts)	0.00	Tablas conforme a experiencia
Ah	Cantidad de aceites lubricantes consumidos por hora efectiva de trabajo	0.12	$Ah=Ca*HP*Fo$
Ga	Consumo entre cambios sucesivos de lubricantes	0.08	$Ga=CC/Tc$
Pa	Costo de los aceites lubricantes (por litro)	\$ 5.00	Costo en distribuidoras locales
Pn	Valor de neumáticos	\$ 500.00	Costo en distribuidoras locales
Vn	Horas de vida económica de las llantas	2,000.00	Tablas conforme a experiencia
Va	Horas de vida económica de las piezas especiales	100	Tablas conforme a experiencia
Pa	Valor de las piezas especiales	\$ 950.00	Costo en distribuidoras locales

Costos fijos				
Costo por Depreciación	$D = \frac{Vm - Vr}{Ve}$	$D =$	$\frac{4,800.00}{9,000.00}$	\$ 0.533
Costo por Inversión	$Im = \frac{(Vm + Vr)*i}{2Hea}$	$Im =$	$\frac{754.56}{4,000.00}$	\$ 0.189
Costo por Seguros	$Sm = \frac{(Vm + Vr)*s}{2Hea}$	$Sm =$	$\frac{216.00}{4,000.00}$	\$ 0.054
Costo por Mantenimiento	$Mn = Ko*D$	$Mn =$	0.320000	\$ 0.320
Suma de costos				\$ 1.096

Costos por consumo				
Costo por combustible	$Co = Gh * Pc$	$Co =$	10.36	\$ 10.36
Costo por lubricantes	$Lb = (Ah + Ga) * Pa$	$Lb =$	1.03	\$ 1.03
Costo por llantas	$N = Pn/Vn$	$N =$	0.25	\$ 0.25
Costo por piezas especiales	$Ae = Pa/Va$	$Ae =$	9.50	\$ 9.50
Suma de costos por consumos=Cco				\$ 11.64

Costo horario Phm=Cfi+Cco	\$ 12.08
----------------------------------	-----------------

Tabla 52: Costo horario Perforadora

4.6 Rendimiento

El rendimiento es el número de unidades de obra (por ejemplo: Kg, m³, m², m , etc) que una cuadrilla (Mano de Obra, equipo y herramienta), realiza en una unidad de tiempo (semana, día, hora).

Existen dos formas de calcular el rendimiento, por unidades de obra o por unidades de tiempo (que en el presente caso de estudio es la forma que utilizaremos para poder realizar los análisis de precios unitarios)

1. Rendimiento en unidades de obra

Por ejemplo, para realizar una mampostería de bloque, se sugiere (basado en experiencias profesionales) una cuadrilla de 1 albañil y 2 peones, la unidad de este ejemplo son los m².

El rendimiento se lo expresa de la siguiente manera:

$$R = 12 \frac{m^3}{día}$$

Si este mismo rendimiento se necesita expresar en unidades de hora, basta con dividir para las horas trabajadas en un día, son 8 horas.

$$R = \frac{12 m^3}{8 día} = 1,5 \frac{m^2}{h}$$

2. Rendimiento en unidades de tiempo

Para expresar el rendimiento en unidades de tiempo, se realiza el inverso del rendimiento que fue obtenido en unidades de obra.

$$R2 = \frac{1}{R} = \frac{1}{1,5 \frac{m^2}{h}} = 0,667 \frac{h}{m^2}$$

Esta forma es la que fue utilizada para calcular los rendimientos y poder introducirlos en los diferentes análisis de precios unitarios, cabe recalcar que los rendimientos en unidades de obra fueron proporcionados por profesionales del medio con experiencia.

A continuación, se detallarán los rendimientos a ser usados en los diferentes análisis de precios unitarios.

Desbroce y limpieza del terreno (m²)

Cuadrilla sugerida: 0.10 maestro mayor + 1 albañil + 2 peones

Rendimiento: 60 m²/día = 7.5 m²/hora

Rendimiento 2: $\frac{1}{7.5} = 0.13 \text{ h/m}^2$

Replanteo manual (m²)

Cuadrilla sugerida: 0.10 maestro mayor + 1 albañil + 1 peón

Rendimiento: 80 m²/día = 10 m²/hora

Rendimiento 2: $\frac{1}{10} = 0.10 \text{ h/m}^2$

Excavación mecánica de plintos y cimientos (m³)

Cuadrilla sugerida: 0.10 maestro mayor + 1 operador de retroexcavadora + 1 ayudante de retroexcavadora

El rendimiento en este rubro será en su mayoría por la eficiencia de la maquina el cual es el siguiente.

Rendimiento: 16 m³/hora = 128 m³/día

Rendimiento 2: $\frac{1}{16} = 0.063 \text{ h/m}^3$

Excavación mecánica para micropilotes

Cuadrilla sugerida: 0.10 maestro mayor + 1 operador perforadora + 2 ayudantes de perforadora

Rendimiento: 30 m/día = 3.75 m/hora

Rendimiento 2: $\frac{1}{3.75} = 0.27 \text{ h/m}$

Desalojo de material con volqueta:

Cuadrilla sugerida: 0.10 maestro mayor + 1 operador de retroexcavadora + 1 ayudante de maquinaria + 3 chofer de volqueta

Este rendimiento será compuesto, ya que para la ejecución se necesita de varias máquinas, y se obtiene como resultado lo siguiente.

Rendimiento: $140 \text{ m}^3/\text{día} = 17.50 \text{ m}^3/\text{hora}$

Rendimiento 2: $\frac{1}{17.50} = 0.057 \text{ h/m}^3$

Geomalla Biaxial 3030

Cuadrilla sugerida: 0.10 maestro mayor + 1 albañil + 2 peones

Rendimiento: $27 \text{ m}^2/\text{día} = 3.38 \text{ m}^2/\text{hora}$

Rendimiento 2: $\frac{1}{3.38} = 0.30 \text{ h/m}^2$

Relleno compactado con sub-base clase 3

Cuadrilla sugerida: 0.10 maestro mayor + 1 albañil + 2 peones

Rendimiento: $8 \text{ m}^3/\text{día} = 1 \text{ m}^3/\text{hora}$

Rendimiento 2: $\frac{1}{1} = 1 \text{ h/m}^3$

Replanteo de H.S $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$

Cuadrilla sugerida: 0.10 maestro mayor + 4 albañiles + 8 peones

Rendimiento: $10 \text{ m}^3/\text{día} = 1.25 \text{ m}^3/\text{hora}$

Rendimiento 2: $\frac{1}{1.25} = 0.80 \text{ h/m}^3$

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Cuadrilla sugerida: 0.10 maestro mayor + 1 herrero + 2 ayudante de herrero

Rendimiento: $240 \text{ kg}/\text{día} = 30 \text{ kg}/\text{hora}$

Rendimiento 2: $\frac{1}{30} = 0.033 \text{ h/kg}$

Hormigón de micropilotes $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$

Cuadrilla sugerida: 0.10 maestro mayor + 2 albañiles + 4 peones

Rendimiento: $5 \text{ m}^3/\text{día} = 0.63 \text{ m}^3/\text{hora}$

Rendimiento 2: $\frac{1}{0.63} = 1.59 \text{ h/m}^3$

Encofrado en losa de cimentación $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$

Cuadrilla sugerida: 0.10 maestro mayor + 1 Carpintero + 1 Peón de carpintero

Rendimiento: $12 \text{ m}^2/\text{día} = 1.5 \text{ m}^2/\text{hora}$

Rendimiento 2: $\frac{1}{1.5} = 0.67 \text{ h/m}^2$

Hormigón en losa de cimentación $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$

Cuadrilla sugerida: 0.10 maestro mayor + 1 albañil + 4 peones

Rendimiento: $23.5 \text{ m}^3/\text{día} = 2.94 \text{ m}^3/\text{hora}$

Rendimiento 2: $\frac{1}{2.94} = 0.34 \text{ h/m}^3$

Hormigón en plintos de $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$

Cuadrilla sugerida: 0.10 maestro mayor + 4 albañiles + 2 peones

Rendimiento: $12 \text{ m}^3/\text{día} = 1.50 \text{ m}^3/\text{hora}$

Rendimiento 2: $\frac{1}{1.50} = 0.67 \text{ h/m}^3$

4.6 Reportes

A continuación, se incluyen los reportes obtenidos del software ProExcel, los análisis de precios unitarios serán agregados al final de la presente disertación en forma de anexos:

PROYECTO: RESIDENCIA PINDUISACA (LOSA DE CIMENTACION)

ELABORADO

POR: GUERRÓN Y LÁRRAGA

UBICACION : SUR DE QUITO - GUAMANÍ

FECHA : DD/febrero/YYYY

TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS

Nro	CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
1		PRELIMINARES			0.00	745.48
2	500004	DESBROCE Y LIMPIEZA	m2	209.00	2.08	434.72
3	504582	REPLANTEO MANUAL PARA EDIFICACIONES	m2	171.69	1.81	310.76
4		MOVIMIENTO DE TIERRAS			0.00	5,350.54
5	505770	EXCAVACION A MAQUINA HASTA 2.00M DE ALTURA	m3	376.20	2.81	1,057.12
6	505814	DESALOJO DE MATERIAL 10 KM CARGADO MECANICO	m3	489.00	8.78	4,293.42
7		ESTRUCTURA			0.00	17,103.72
0	515490	COLOCACION DE GEOMALLA	m2	180.00	7.60	1,368.00
0	515492	RELLENO COMPACTADO CON SUB-BASE CLASE III	m3	90.00	25.80	2,322.00
0	515491	ENCOFRADO PARA LOSA E:30 cm	m2	19.60	16.07	314.97
9	504785	REPLANTILLO H.S. F'C=180KG/CM2	m3	9.00	140.08	1,260.72
10	515454	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200 Kg/cm2	kg	1,643.18	1.87	3,072.75
11	515487	HORMIGON EN LOSA DE CIMENTACION E= 0.30 F'C= 240 KG./CM2	m3	54.00	162.32	8,765.28
			TOTAL:			23,199.74

SON :VEINTE Y TRES MIL CIENTO NOVENTA Y NUEVE dolares SETENTA Y CUATRO centavos

Tabla 53: Reporte Losa de cimentación

MATERIALES DEL PROYECTO

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
Hormigón Premezclado f'c=240 kg/cm2	m3	55.62	120.00	6,674.40
Acero de refuerzo fc=4200kg/cm2	Kg	1,725.34	0.98	1,690.83
Sub-base clase 3	m3	94.50	10.00	945.00
Cemento Chimborazo	kg	3,015.00	0.16	482.40
Geomalla Biaxial 3030	m2	198.00	2.35	465.30
Alambre galvanizado N°18	Kg	91.96	1.82	167.37
Encofrado	m2	11.88	13.56	161.09
Ripio	m3	8.55	11.25	96.19
Estacas	u	515.07	0.15	77.26
Arena	m3	5.85	11.20	65.52
Tabla de monte 0,30m	u	30.18	1.81	54.63
Clavos	Kg	9.76	2.56	24.99
ALFAJIA EUCALIPTO 7X7	m	17.64	1.02	17.99
Agua	m3	6.57	0.40	2.63
Aceite quemado	gl	2.35	0.57	1.34
			TOTAL :	10,926.94

Tabla 54: Materiales Losa de Cimentación

EQUIPO DEL PROYECTO

DESCRIPCION	UNIDAD	PRECIO	HORAS TOTAL	PRECIO TOTAL
Volqueta Hino GH 8 m3	Hora	25.00	83.62	2,090.48
Retroexcavadora Cat420e	hora	26.48	51.57	1,365.67
Plancha Compactadora Kormax	hora	4.43	72.00	318.96
Herramienta manual		0.20	825.82	165.16
Vibrador Macons	hora	4.33	18.36	79.50
Concretera Macons	hora	4.80	7.20	34.56
			TOTAL :	4,054.33

Tabla 55: Equipo Losa de Cimentación

MANO DE OBRA DE PROYECTO

DESCRIPCION	UNIDAD	SALARIO REAL HORARIO	HORAS TOTAL	PRECIO TOTAL
Peon en General (Estr.Oc E2)	hora	3.78	436.55	1,650.16
Albañil (Estr.Oc D2)	Hora	4.59	163.50	750.46
Chofer (Estr.Oc. C1)	Hora	5.43	83.62	454.05
Peon de Fierro (Estr. Oc E2)	hora	3.78	108.45	409.94
Operador de retroexcavadora (Estr.Oc C1)	Hora	5.43	51.57	280.04
Fierro (Estr.Oc D2)	Hora	4.59	54.22	248.89
Ayudante de maquinaria (Estr.Oc D2)	Hora	4.59	51.57	236.72
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	hora	5.43	30.17	163.82
Peon de carpintero (Estr.Oc E2)	Hora	3.78	26.26	99.28
Carpintero (Estr.Oc D2)	Hora	4.59	13.13	60.28
			TOTAL	4,353.64

Tabla 56: Mano de Obra Losa de Cimentación

PROYECTO: RESIDENCIA PINDUISACA (PLINTOS SOBRE MICROPILOTES)						
ELABORADO POR:		GUERRÓN Y LÁRRAGA				
UBICACION :		SUR DE QUITO - GUAMANÍ				
FECHA :DD/febrero/YYYY						
TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS						
Nro	CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
1		PRELIMINARES			0.00	745.48
2	500004	DESBROCE Y LIMPIEZA	m2	209.00	2.08	434.72
3	504582	REPLANTEO MANUAL PARA EDIFICACIONES	m2	171.69	1.81	310.76
4		MOVIMIENTO DE TIERRAS			0.00	6,689.43
0	504242	EXCAVACION MECANICA EN CIMIENTOS Y PLINTOS	m3	94.45	2.81	265.40
0	515482	EXCAVACION MECANICA PARA MICROPILOTES	m	336.00	15.35	5,157.60
7	505814	DESALOJO DE MATERIAL 10 KM CARGADO MECANICO	m3	144.24	8.78	1,266.43
8		ESTRUCTURA MICROPILOTES			0.00	4,735.47
9	504785	REPLANTILLO H.S. F'C=180KG/CM2	m3	0.41	140.08	57.43
10	515454	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2	Kg	1,124.45	1.87	2,102.72
11	515483	HORMIGON EN MICROPILOTES F' C= 240KG/CM2	m3	16.50	156.08	2,575.32
12		ESTRUCTURA PLINTOS COMBINADOS			0.00	8,660.68
13	504785	REPLANTILLO H.S. F'C=180KG/CM2	m3	3.63	140.08	508.49
14	515454	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200 Kg/cm2	Kg	1,415.41	1.87	2,646.82
0	515488	HORMIGON EN PLINTOS COMBINADOS E=0.30 F'C= 240 KG./CM2	m3	21.80	252.54	5,505.37
			TOTAL:			20,831.06
SON :VEINTE MIL OCHOCIENTOS TREINTA Y UN dolares SEIS centavos						

Tabla 57: Reporte Plintos combinados sobre micropilotes

MATERIALES DEL PROYECTO

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
Hormigón Premezclado f'c=240 kg/cm2	m3	22.45	120.00	2,694.48
Acero de refuerzo fc=4200kg/cm2	Kg	2,666.85	0.98	2,613.52
Cemento Chimborazo	kg	7,788.40	0.16	1,246.15
Alambre galvanizado N°18	Kg	126.99	1.82	231.12
Chispa	m3	15.68	11.20	175.56
Polvo de piedra azul	m3	10.73	11.20	120.12
Estacas	u	515.07	0.15	77.26
Ripio	m3	3.84	11.25	43.18
Arena	m3	2.63	11.20	29.41
Clavos	Kg	8.58	2.56	21.98
Aditivo Sika-Fume	gl	1.65	6.27	10.35
Agua	m3	20.86	0.40	8.34
			TOTAL	
			:	7,271.47

Tabla 58: Materiales Plintos combinados sobre micropilotes

EQUIPO DEL PROYECTO

DESCRIPCION	UNIDAD	PRECIO	HORAS TOTAL	PRECIO TOTAL
PERFORADORA LONG YEAR	U	31.70	90.72	2,875.82
Volqueta Hino GH 8 m3	Hora	25.00	24.67	616.63
Retroexcavadora Cat420e	hora	26.48	14.17	375.28
Vibrador Macons	hora	4.33	62.35	269.97
Herramienta manual		0.20	1,124.97	224.99
Concretera Macons	hora	4.80	29.47	141.44
			TOTAL :	4,504.13

Tabla 59: Equipo Plintos combinados sobre micropilotes

MANO DE OBRA DE PROYECTO

DESCRIPCION	UNIDAD	SALARIO REAL HORARIO	HORAS TOTAL	PRECIO TOTAL
Peon en General (Estr.Oc E2)	hora	3.78	451.70	1,707.41
Albañil (Estr.Oc D2)	Hora	4.59	234.43	1,076.05
Ayudante de perforador (Estr.Oc D2)	hora	4.59	181.44	832.81
Peon de Fierro (Estr. Oc E2)	hora	3.78	167.63	633.64
Oper. Perforadora (Estr.Oc C2)	Hora	5.43	90.72	492.61
Fierro (Estr.Oc D2)	Hora	4.59	83.82	384.71
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	hora	5.43	32.49	176.40
Chofer (Estr.Oc. C1)	Hora	5.43	24.67	133.93
Operador de retroexcavadora (Estr.Oc C1)	Hora	5.43	14.17	76.95
Ayudante de maquinaria (Estr.Oc D2)	Hora	4.59	8.22	37.74
Ayudante de operador (Estr. D2)	Hora	4.59	5.95	27.31
			TOTAL	5,579.56

Tabla 60: Mano de obra Plintos combinados sobre micropilotes

Capítulo 5: Conclusiones y recomendaciones

En el presente trabajo se logró obtener una edificación segura, confiable y eficiente ante cualquier evento sísmico, independientemente del tipo de cimentación escogida, tanto para las personas que lo habiten, así como para las personas que vivan en las inmediaciones de ésta.

Una vez realizado el correspondiente análisis estructural en la edificación, se pudo concluir lo siguiente:

- Según indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) 2015, esta estructura cumple con los requerimientos de diseño para estructuras de hormigón armado, debido a que su participación modal responde a que sus dos primeros modos de vibración son de desplazamiento, su tercer modo de vibración es rotacional y adicionalmente en su cuarto modo de vibración llega a tener más del 90% de su masa acumulada, garantizando de esta forma un adecuado comportamiento de la estructura.
- El cortante basal en función del peso total de la estructura es de un 13.8% lo cual indica que está dentro de un rango normal para este tipo de edificación, este se distribuye como fuerzas laterales sobre los pórticos de la edificación, según puntualiza la sección 4.2.2 de la NEC en su capítulo de Peligro Sísmico, las derivas de una estructura no pueden ser mayores al 2%, como se observa en el presente trabajo, las derivas inelásticas de la edificación cumplen con esto, siendo su deriva de 0.52% en el pórtico más crítico.
- Con las dimensiones asumidas en la losa de cimentación y una vez realizado el análisis se puede concluir que estas han sido tomadas de manera eficaz, ya que ayudan a distribuir de manera eficiente los esfuerzos que produce la edificación sobre el suelo, obteniendo como el máximo esfuerzo solicitante de 3.48 ton/m², concluyendo así la eficiencia de la estructura la capacidad admisible del terreno que es de 5 ton/m², además se optimizó el modelo estructural para obtener los menores costos posibles.

- En el capítulo 22 (Resistencia de las secciones de los miembros) de los Requisitos de Reglamento para Concreto estructural del ACI, se especifica la manera de comprobar el corte de punzonamiento de un elemento estructural, sometido a compresión axial, para lo cual los 30cm de espesor de la losa de cimentación, cumple con estas especificaciones técnicas.
- Respecto a los plintos combinados podemos señalar que están diseñados para cumplir su resistencia a esfuerzos cortantes, lo cual cumple satisfactoriamente con el espesor previamente establecido, además de ser una estructura de enlace con los micropilotes, que están colocados bajo los mismos.
- Se puede concluir que los micropilotes a ser usados en el presente trabajo cumplen satisfactoriamente con su resistencia axial nominal en su base, de acuerdo a lo que señala la norma AASHTO en su capítulo 10.9.1.5
- De acuerdo a la teoría sobre curvas $p-y$, mencionada por Reese & Welch, las cuales sirven para obtener la relación suelo-estructura, estas nos proveen varios parámetros como son: deflexión, esfuerzos de momento, esfuerzos de corte, reacciones del suelo, entre otros, en el presente caso de estudio hemos decidido centrarnos en las deflexiones, ya que es el parámetro más crítico para este tipo de estructuras; conforme a las características geotécnicas tipo de un suelo arcilloso se espera un desplazamiento de 15 cm, comparando con los desplazamientos de la edificación en estudio, se observa que es inferior a lo esperado para este tipo de suelos, ya que se tiene un desplazamiento de 2cm en la cabeza del pilote.
- De acuerdo al perfil estratigráfico obtenido del estudio de suelos realizado para esta disertación, se diseñaron los micropilotes a punta y a fricción, como indica la norma AASHTO consiguiendo así una capacidad de carga admisible por micropilote de 8.45 ton, por lo que se requiere de 54 micropilotes para soportar la carga total que transmite la estructura, distribuyéndolos de manera uniforme bajo los plintos combinados y cumpliendo con los espaciamientos mínimos señalados en la norma que es de 1.5 veces el diámetro del micropilote.

- Para la colocación de los micropilotes se adoptó un proceso constructivo de fundición in situ debido a las limitaciones en espacio del terreno, además cabe mencionar que en el medio es más factible tanto en costo como en rendimiento encontrar mano de obra para la ejecución de este método.
- Para obtener un comportamiento monolítico entre los micropilotes y las zapatas combinadas, se recomienda embeber las varillas longitudinales de los micropilotes dentro de los plintos combinados al menos 30 cm para así asegurar su funcionamiento adecuado.
- Una vez realizado el análisis entre los dos tipos de cimentaciones, podemos concluir que el comportamiento estructural de la edificación cimentado en plintos combinados sobre micropilotes es más óptimo que la losa de cimentación, debido a que la eficiencia de sus elementos estructurales fluctúa entre un 50-60%, mientras que para la otra opción de cimentación se tiene valores entre el 70-80%.

Una vez realizado el análisis económico de las dos opciones de cimentación, procedemos a compararlas en varios aspectos:

- En la mano de obra utilizada para la ejecución de las mismas, se puede observar en la ilustración a continuación el costo en la losa de cimentación es un 20% mayor a la de los plintos combinados sobre micropilotes.

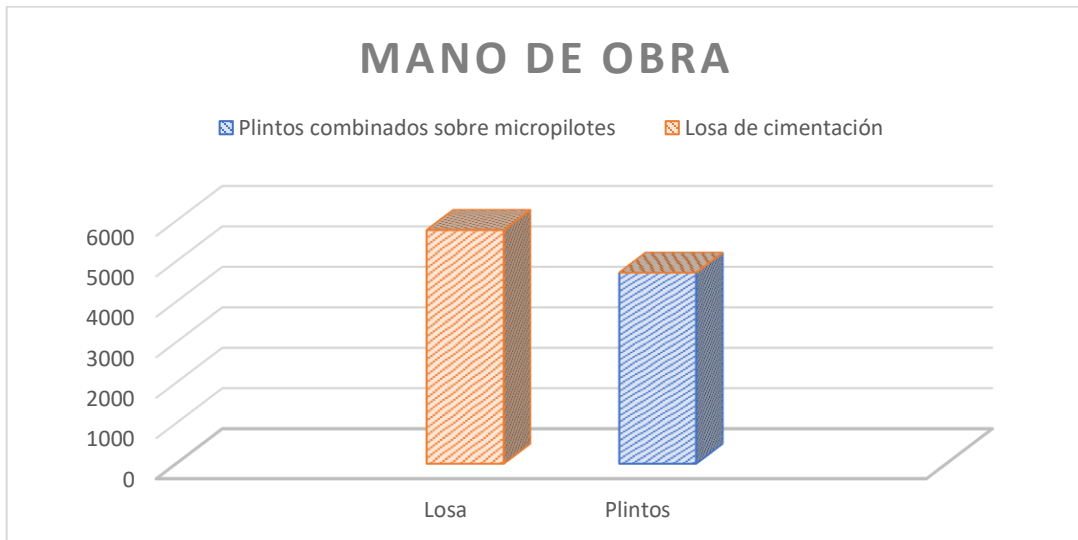


Figura 78: Costos mano de obra

- De la misma manera observamos que el costo en materiales para realizar la losa de cimentación es un 30% mayor, esto se debe a que tiene un área de construcción más extensa que la de los plintos combinados sobre micropilotes.

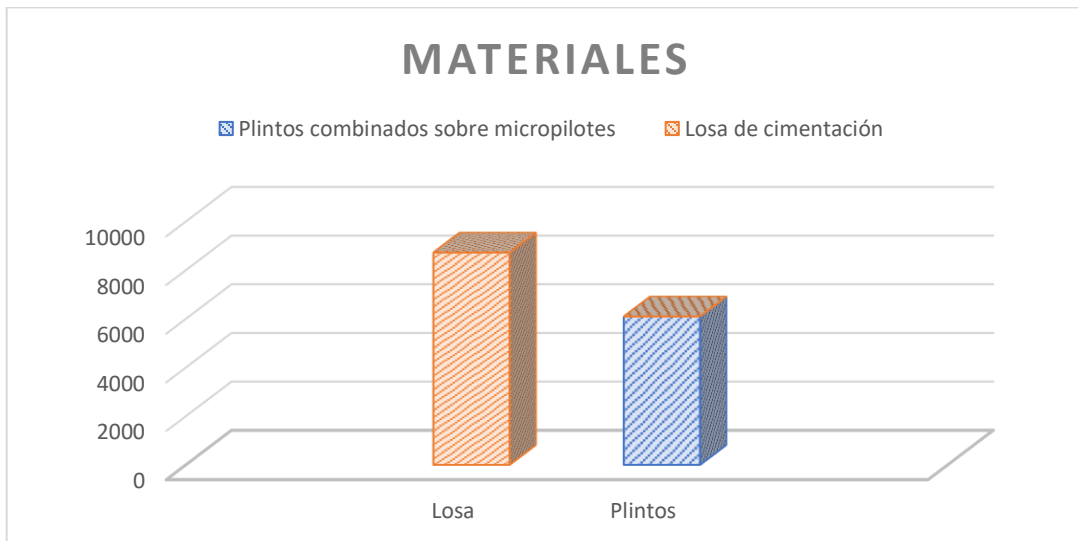


Figura 79: Costos de materiales en cimentaciones

- La ilustración a continuación nos indica que el costo en equipos para realizar la cimentación de plintos combinados sobre micropilotes es un 30% mayor, debido a la complejidad de construcción que requiere la misma.

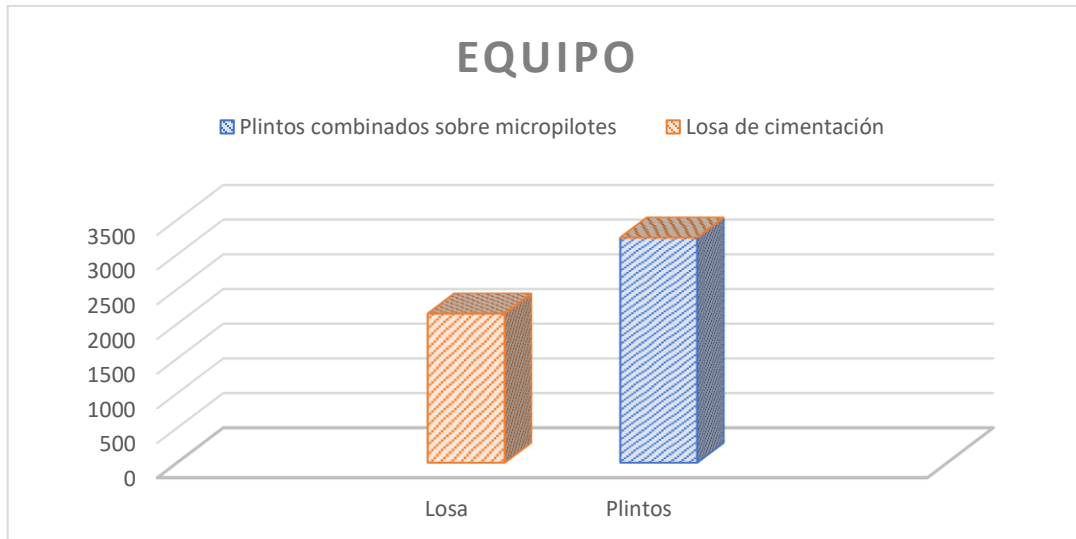


Figura 80: Costo de equipo para realizar las cimentaciones

- En los dos tipos de cimentación el rubro más significativo en costo es el de hormigón de $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$, para lo cual se debe prestar mucha atención sobre este, en tal caso que se requiera abaratar los costos de construcción.
- Al finalizar este análisis de costos observamos que necesitamos de \$23,200 (veinte y tres mil doscientos dólares americanos) para ejecutar la opción de losa de cimentación, mientras que el costo de los plintos combinados sobre micropilotes es de \$20,831 (veinte mil ochocientos treinta y un dólares americanos), por lo que se puede concluir que económicamente resulta más factible la opción de los plintos combinados sobre micropilotes.

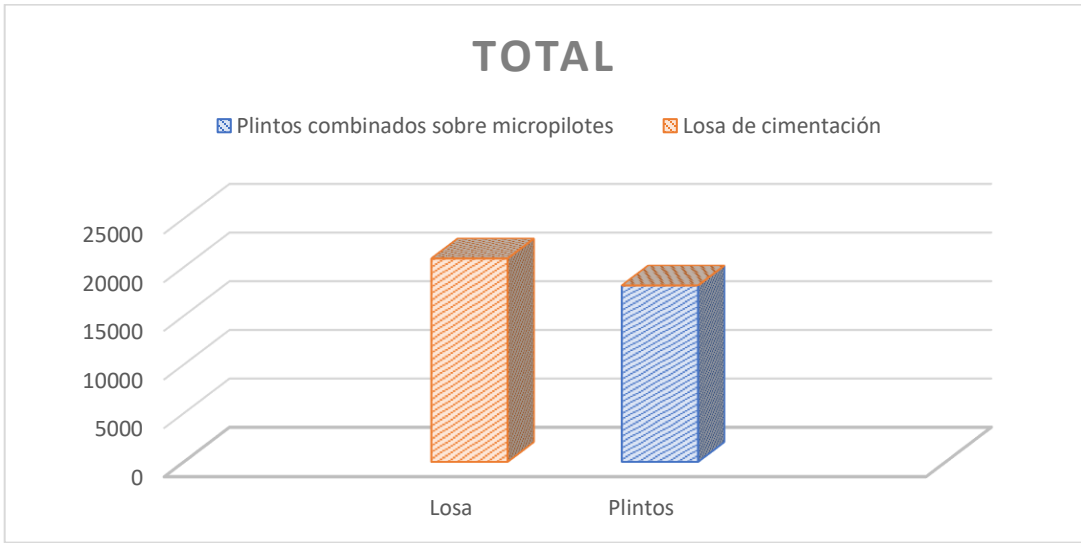


Figura 81: Costo total de la obra

Bibliografía:

AASHTO. (2014). *LRFD Bridge Design Specifications*. Washington: IHS.

American Concrete Institute, A. (2015). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Farmington Hills: ACI.

Climate-Data. (09 de Agosto de 2015). *Climate Data*. Obtenido de <https://es.climate-data.org/location/1012/>

Das, B. M. (2014). *Principles of Foundation Engineering*. Boston: Cengage Learning.

Davidian, Z. (1982). *Pieux et Fondations Sur Pieux*. París: Eyrolles.

Deep Foundations Institute, D. (2013). *Find a pile*. Obtenido de <http://www.findapile.com/p-y-curves/definition>

Lewis, F. a. (29 de Septiembre de 2003). Design and construction of micropiles. *Pile foundation design and construction*.

MIDUVI. (Julio de 2014).

Ministerio de Transporte e Infraestructura, M. (marzo de 2007). Reglamento Nacional de Construcción. Nicaragua, Managua: MTI.

Montoya, J. (2010). *Cimentaciones*. Mérida: Universidad de Los Andes.

Nilson, A. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Bogotá: McGraw Hill.

Noboa, D. (Marzo de 2010). Encepado y diseño estructural en cimentaciones profundadas. Quito, Pichincha, Ecuador: PUCE.

Norma Ecuatoriana de la Construcción, N. (10 de enero de 2015). Pelígro Sísmico. *Diseño Sismo Resistente*. Quito, Pichincha, Ecuador: NEC.

Proaño, M. R. (2010). *Hormigón Armado*. Sangolquí: ESPE.

US_FHWA. (noviembre de 2017). *U. S. Department of Transportation*. Obtenido de <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/009>

ANEXOS:

Anexo 1: Análisis de precios unitarios. Losa de cimentación

NOMBRE DE OFERENTE:

Hoja 1 de
10

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: DESBROCE Y LIMPIEZA		CODIGO N :	
ESPECIFICACION:		UNIDAD:	m2

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta manual	3.00	0.20		0.1300	0.08
SUB - TOTAL (M)					0.08
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon en General (Estr.Oc E2)	2.00	3.78	7.56	0.1300	0.98
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	4.59	4.59	0.1300	0.60
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.1300	0.07
SUB - TOTAL (N)					1.65
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
SUB - TOTAL (O)					0.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					1.73
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	0.35
UTILIDAD				0.00	0.00
FIRMA DEL OFERENTE					PRECIO DE CALCULO
					2.08

PRECIO OFERTADO EN DOLARES \$	2.08
--------------------------------------	-------------

NOMBRE DE OFERENTE:

**Hoja 2 de
10**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	REPLANTEO MANUAL PARA EDIFICACIONES	UNIDAD:	m2

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta manual	2.00	0.20		0.1000	0.04
SUB - TOTAL (M)					0.04
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	4.59	4.59	0.1000	0.46
Peon en General (Estr.Oc E2)	1.00	3.78	3.78	0.1000	0.38
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.1000	0.05
SUB - TOTAL (N)					0.89
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
Clavos	Kg	0.05	2.56	0.13	
Estacas	u	3.00	0.15	0.45	
SUB - TOTAL (O)					0.58
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					1.51
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	0.30
UTILIDAD				0.00	0.00
FIRMA DEL OFERENTE					PRECIO DE CALCULO
					1.81

PRECIO OFERTADO EN DOLARES \$	1.81
--------------------------------------	-------------

NOMBRE DE OFERENTE:

**Hoja 3 de
10**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:		EXCAVACION A MAQUINA HASTA 2.00M DE ALTURA	CODIGO N :	
ESPECIFICACION:			UNIDAD:	m3

EQUIPO						
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Retroexcavadora Cat420e	1.00	26.48		0.0630	1.67	
Herramienta manual	1.00	0.20		0.0630	0.01	
SUB - TOTAL (M)					1.68	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Operador de retroexcavadora (Estr.Oc C1)	1.00	5.43	5.43	0.0630	0.34	
Ayudante de maquinaria (Estr.Oc D2)	1.00	4.59	4.59	0.0630	0.29	
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.0630	0.03	
SUB - TOTAL (N)					0.66	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL		
		A	B	C = A x B		
SUB - TOTAL (O)					0.00	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL	
		A	B	C	D = A x B x C	
SUB - TOTAL (N)						
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					2.34	
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	0.47	
UTILIDAD				0.00	0.00	
FIRMA DEL OFERENTE					PRECIO DE CALCULO	2.81

PRECIO OFERTADO EN DOLARES \$	2.81
--------------------------------------	-------------

NOMBRE DE OFERENTE:

**Hoja 4 de
10**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	DESALOJO DE MATERIAL 10 KM CARGADO MECANICO	UNIDAD:	m3

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Volqueta Hino GH 8 m3	3.00	25.00		0.0570	4.28
Retroexcavadora Cat420e	1.00	26.48		0.0570	1.51
SUB - TOTAL (M)					5.79
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Chofer (Estr.Oc. C1)	3.00	5.43	16.29	0.0570	0.93
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.0570	0.03
Operador de retroexcavadora (Estr.Oc C1)	1.00	5.43	5.43	0.0570	0.31
Ayudante de maquinaria (Estr.Oc D2)	1.00	4.59	4.59	0.0570	0.26
SUB - TOTAL (N)					1.53
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
SUB - TOTAL (O)					0.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					7.32
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	1.46
UTILIDAD				0.00	0.00
FIRMA DEL OFERENTE					PRECIO DE CALCULO
					8.78

PRECIO OFERTADO EN DOLARES \$	8.78
--------------------------------------	-------------

NOMBRE DE OFERENTE:

**Hoja 5 de
10**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	COLOCACION DE GEOMALLA	UNIDAD:	m2

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta manual	3.00	0.20		0.3000	0.18
SUB - TOTAL (M)					0.18
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon en General (Estr.Oc E2)	3.00	3.78	11.34	0.3000	3.40
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.3000	0.16
SUB - TOTAL (N)					3.56
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
Geomalla Biaxial 3030	m2	1.10	2.35	2.59	
SUB - TOTAL (O)					2.59
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					6.33
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	1.27
UTILIDAD				0.00	0.00
PRECIO DE CALCULO					7.60
FIRMA DEL OFERENTE					

PRECIO OFERTADO EN DOLARES \$	7.60
--------------------------------------	-------------

NOMBRE DE OFERENTE:

**Hoja 6 de
10**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	RELLENO COMPACTADO CON SUB-BASE CLASE III	UNIDAD:	m3

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta manual	2.00	0.20		0.8000	0.32
Plancha Compactadora Kormax	1.00	4.43		0.8000	3.54
SUB - TOTAL (M)					3.86
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon en General (Estr.Oc E2)	1.00	3.78	3.78	0.8000	3.02
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	4.59	4.59	0.8000	3.67
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.8000	0.43
SUB - TOTAL (N)					7.12
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
Sub-base clase 3	m3	1.05	10.00	10.50	
Agua	m3	0.05	0.40	0.02	
SUB - TOTAL (O)					10.52
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					21.50
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	4.30
UTILIDAD				0.00	0.00
FIRMA DEL OFERENTE					PRECIO DE CALCULO
					25.80

PRECIO OFERTADO EN DOLARES \$	25.80
--------------------------------------	--------------

NOMBRE DE OFERENTE:

**Hoja 7 de
10**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	ENCOFRADO PARA LOSA E:30 cm	UNIDAD:	m2

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta manual	3.00	0.20		0.6700	0.40
SUB - TOTAL (M)					0.40
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Carpintero (Estr.Oc D2)	1.00	4.59	4.59	0.6700	3.08
Peon de carpintero (Estr.Oc E2)	2.00	3.78	7.56	0.6700	5.07
SUB - TOTAL (N)					8.15
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
Clavos	Kg	0.06	2.56	0.15	
Aceite quemado	gl	0.12	0.57	0.07	
Tabla de monte 0,30m	u	1.54	1.81	2.79	
ALFAJIA EUCALIPTO 7X7	m	0.90	1.02	0.92	
Alambre galvanizado N°18	Kg	0.50	1.82	0.91	
SUB - TOTAL (O)					4.84
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					13.39
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	2.68
UTILIDAD				0.00	0.00
FIRMA DEL OFERENTE					PRECIO DE CALCULO
					16.07

PRECIO OFERTADO EN DOLARES \$	16.07
--------------------------------------	--------------

NOMBRE DE OFERENTE:

**Hoja 8 de
10**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	REPLANTILLO H.S. F'C=180KG/CM2	UNIDAD:	m3

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Concretera Macons	1.00	4.80		0.8000	3.84
Herramienta manual	12.00	0.20		0.8000	1.92
SUB - TOTAL (M)					5.76
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Estr.Oc D2)	4.00	4.59	18.36	0.8000	14.69
Peon en General (Estr.Oc E2)	8.00	3.78	30.24	0.8000	24.19
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.8000	0.43
SUB - TOTAL (N)					39.31
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
Arena	m3	0.65	11.20	7.28	
Ripio	m3	0.95	11.25	10.69	
Agua	m3	0.23	0.40	0.09	
Cemento Chimborazo	kg	335.00	0.16	53.60	
SUB - TOTAL (O)					71.66
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					116.73
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	23.35
UTILIDAD				0.00	0.00
FIRMA DEL OFERENTE					PRECIO DE CALCULO
					140.08

PRECIO OFERTADO EN DOLARES \$	140.08
--------------------------------------	---------------

NOMBRE DE OFERENTE:

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

	CODIGO N :	
RUBRO: ACERO DE REFUERZO Fy = 4200 Kg/cm2	UNIDAD:	kg

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta manual	3.00	0.20		0.0330	0.02
SUB - TOTAL (M)					0.02
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon de Fierro (Estr. Oc E2)	2.00	3.78	7.56	0.0330	0.25
Fierro (Estr.Oc D2)	1.00	4.59	4.59	0.0330	0.15
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.0330	0.02
SUB - TOTAL (N)					0.42
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
Acero de refuerzo fc=4200kg/cm2	Kg	1.05	0.98	1.03	
Alambre galvanizado N°18	Kg	0.05	1.82	0.09	
SUB - TOTAL (O)					1.12
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					1.56
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	0.31
UTILIDAD				0.00	0.00
FIRMA DEL OFERENTE	PRECIO DE CALCULO				1.87

PRECIO OFERTADO EN DOLARES \$	1.87
--------------------------------------	-------------

NOMBRE DE OFERENTE:

**Hoja 10 de
10**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	HORMIGON EN LOSA DE CIMENTACION E= 0.30 F'C= 240 KG./CM2	UNIDAD:	m3

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Vibrador Macons	1.00	4.33		0.3400	1.47
Herramienta manual	5.00	0.20		0.3400	0.34
SUB - TOTAL (M)					1.81
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	4.59	4.59	0.3400	1.56
Peon en General (Estr.Oc E2)	4.00	3.78	15.12	0.3400	5.14
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.3400	0.18
SUB - TOTAL (N)					6.88
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
Encofrado	m2	0.22	13.56	2.98	
Hormigón Premezclado f'c=240 kg/cm2	m3	1.03	120.00	123.60	
SUB - TOTAL (O)					126.58
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					135.27
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	27.05
UTILIDAD				0.00	0.00
FIRMA DEL OFERENTE					PRECIO DE CALCULO
					162.32

PRECIO OFERTADO EN DOLARES \$	162.32
--------------------------------------	---------------

Anexo 2: Análisis de precios unitarios. Plintos combinados sobre micropilotes

NOMBRE DE OFERENTE:

Hoja 1 de
11

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	DESBROCE Y LIMPIEZA	UNIDAD:	m2

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta manual	3.00	0.20		0.1300	0.08
SUB - TOTAL (M)					0.08
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon en General (Estr.Oc E2)	2.00	3.78	7.56	0.1300	0.98
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	4.59	4.59	0.1300	0.60
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.1300	0.07
SUB - TOTAL (N)					1.65
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
SUB - TOTAL (O)					0.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					1.73
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	0.35
UTILIDAD				0.00	0.00
FIRMA DEL OFERENTE					PRECIO DE CALCULO
					2.08

PRECIO OFERTADO EN DOLARES	
\$	2.08

**NOMBRE DE
OFERENTE:**

Hoja 2 de 11

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	REPLANTEO MANUAL PARA EDIFICACIONES	UNIDAD:	m2

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta manual	2.00	0.20		0.1000	0.04
SUB - TOTAL (M)					0.04
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	4.59	4.59	0.1000	0.46
Peon en General (Estr.Oc E2)	1.00	3.78	3.78	0.1000	0.38
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.1000	0.05
SUB - TOTAL (N)					0.89
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
Clavos	Kg	0.05	2.56	0.13	
Estacas	u	3.00	0.15	0.45	
SUB - TOTAL (O)					0.58
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					1.51
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	0.30
UTILIDAD				0.00	0.00
FIRMA DEL OFERENTE					PRECIO DE CALCULO
					1.81

**NOMBRE DE
OFERENTE:**

**Hoja 3 de
11**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	EXCAVACION MECANICA EN CIMIENTOS Y PLINTOS	UNIDAD:	m3

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta manual	1.00	0.20		0.0630	0.01
Retroexcavadora Cat420e	1.00	26.48		0.0630	1.67
SUB - TOTAL (M)					1.68
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.0630	0.03
Operador de retroexcavadora (Estr.Oc C1)	1.00	5.43	5.43	0.0630	0.34
Ayudante de operador (Estr. D2)	1.00	4.59	4.59	0.0630	0.29
SUB - TOTAL (N)					0.66
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
SUB - TOTAL (O)					0.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					2.34
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	0.47
UTILIDAD				0.00	0.00
PRECIO DE CALCULO					2.81
FIRMA DEL OFERENTE					

PRECIO OFERTADO EN DOLARES	
\$	2.81

NOMBRE DE OFERENTE:

Hoja 4 de 11

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	EXCAVACION MECANICA PARA MICROPILOTES	UNIDAD:	m

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta manual	2.00	0.20		0.2700	0.11
PERFORADORA LONG YEAR	1.00	31.70		0.2700	8.56
SUB - TOTAL (M)					8.67
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Oper. Perforadora (Estr.Oc C2)	1.00	5.43	5.43	0.2700	1.47
Ayudante de perforador (Estr.Oc D2)	2.00	4.59	9.18	0.2700	2.48
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.2700	0.15
SUB - TOTAL (N)					4.10
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
Agua	m3	0.05	0.40	0.02	
SUB - TOTAL (O)					0.02
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					12.79
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	2.56
UTILIDAD				0.00	0.00
FIRMA DEL OFERENTE					PRECIO DE CALCULO
					15.35

PRECIO OFERTADO EN DOLARES \$	15.35
--------------------------------------	--------------

NOMBRE DE OFERENTE:

Hoja 5 de 11

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	DESALOJO DE MATERIAL 10 KM CARGADO MECANICO	UNIDAD:	m3

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Volqueta Hino GH 8 m3	3.00	25.00		0.0570	4.28
Retroexcavadora Cat420e	1.00	26.48		0.0570	1.51
SUB - TOTAL (M)					5.79
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Chofer (Estr.Oc. C1)	3.00	5.43	16.29	0.0570	0.93
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.0570	0.03
Operador de retroexcavadora (Estr.Oc C1)	1.00	5.43	5.43	0.0570	0.31
Ayudante de maquinaria (Estr.Oc D2)	1.00	4.59	4.59	0.0570	0.26
SUB - TOTAL (N)					1.53
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDA D	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
SUB - TOTAL (O)					0.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDA D	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					7.32
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	1.46
UTILIDAD				0.00	0.00
FIRMA DEL OFERENTE					PRECIO DE CALCULO
					8.78

PRECIO OFERTADO EN DOLARES \$	8.78
--------------------------------------	-------------

**NOMBRE DE
OFERENTE:**

**Hoja 6 de
11**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	REPLANTILLO H.S. F'C=180KG/CM2	UNIDAD:	m3

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Concretera Macons	1.00	4.80		0.8000	3.84
Herramienta manual	12.00	0.20		0.8000	1.92
SUB - TOTAL (M)					5.76
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Estr.Oc D2)	4.00	4.59	18.36	0.8000	14.69
Peon en General (Estr.Oc E2)	8.00	3.78	30.24	0.8000	24.19
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.8000	0.43
SUB - TOTAL (N)					39.31
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDA D	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
Arena	m3	0.65	11.20	7.28	
Ripio	m3	0.95	11.25	10.69	
Agua	m3	0.23	0.40	0.09	
Cemento Chimborazo	kg	335.00	0.16	53.60	
SUB - TOTAL (O)					71.66
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDA D	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					116.73
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	23.35
UTILIDAD				0.00	0.00
PRECIO DE CALCULO					140.08
PRECIO OFERTADO EN DOLARES \$					140.08

FIRMA DEL OFERENTE

NOMBRE DE OFERENTE:

Hoja 7 de 11

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200 Kg/cm2	UNIDAD:	Kg

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta manual	3.00	0.20		0.0330	0.02
SUB - TOTAL (M)					0.02
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon de Fierro (Estr. Oc E2)	2.00	3.78	7.56	0.0330	0.25
Fierro (Estr.Oc D2)	1.00	4.59	4.59	0.0330	0.15
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.0330	0.02
SUB - TOTAL (N)					0.42
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
Acero de refuerzo fc=4200kg/cm2	Kg	1.05	0.98	1.03	
Alambre galvanizado N°18	Kg	0.05	1.82	0.09	
SUB - TOTAL (O)					1.12
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					1.56
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	0.31
UTILIDAD				0.00	0.00
PRECIO DE CALCULO					1.87
FIRMA DEL OFERENTE					

PRECIO OFERTADO EN DOLARES	
\$	1.87

**NOMBRE DE
OFERENTE:**

**Hoja 8 de
11**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	HORMIGON EN MICROPILOTES F´C= 240KG/CM2	UNIDAD:	m3

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta manual	6.00	0.20		1.5900	1.91
Concretera Macons	1.00	4.80		1.5900	7.63
SUB - TOTAL (M)					9.54
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Estr.Oc D2)	2.00	4.59	9.18	1.5900	14.60
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	1.5900	0.86
Peon en General (Estr.Oc E2)	4.00	3.78	15.12	1.5900	24.04
SUB - TOTAL (N)					39.50
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDA D	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
Polvo de piedra azul	m3	0.65	11.20	7.28	
Chispa	m3	0.95	11.20	10.64	
Agua	m3	0.19	0.40	0.08	
Cemento Chimborazo	kg	390.00	0.16	62.40	
Aditivo Sika-Fume	gl	0.10	6.27	0.63	
SUB - TOTAL (O)					81.03
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDA D	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					130.07
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	26.01
UTILIDAD				0.00	0.00
PRECIO DE CALCULO					156.08
PRECIO OFERTADO EN DOLARES \$					156.08

FIRMA DEL OFERENTE

NOMBRE DE OFERENTE:

Hoja 9 de 11

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

	CODIGO N :	
RUBRO: REPLANTILLO H.S. F'C=180KG/CM2	UNIDAD:	m3

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Concretera Macons	1.00	4.80		0.8000	3.84
Herramienta manual	12.00	0.20		0.8000	1.92
SUB - TOTAL (M)					5.76
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Estr.Oc D2)	4.00	4.59	18.36	0.8000	14.69
Peon en General (Estr.Oc E2)	8.00	3.78	30.24	0.8000	24.19
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.8000	0.43
SUB - TOTAL (N)					39.31
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
Arena	m3	0.65	11.20	7.28	
Ripio	m3	0.95	11.25	10.69	
Agua	m3	0.23	0.40	0.09	
Cemento Chimborazo	kg	335.00	0.16	53.60	
SUB - TOTAL (O)					71.66
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					116.73
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	23.35
UTILIDAD				0.00	0.00
PRECIO DE CALCULO					140.08
PRECIO OFERTADO EN DOLARES					
\$					140.08
FIRMA DEL OFERENTE					

NOMBRE DE OFERENTE:

Hoja 10 de
11

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200 Kg/cm2	UNIDAD:	Kg

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta manual	3.00	0.20		0.0330	0.02
SUB - TOTAL (M)					0.02
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon de Fierro (Estr. Oc E2)	2.00	3.78	7.56	0.0330	0.25
Fierro (Estr.Oc D2)	1.00	4.59	4.59	0.0330	0.15
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	0.0330	0.02
SUB - TOTAL (N)					0.42
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
Acero de refuerzo fc=4200kg/cm2	Kg	1.05	0.98	1.03	
Alambre galvanizado N°18	Kg	0.05	1.82	0.09	
SUB - TOTAL (O)					1.12
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					1.56
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	0.31
UTILIDAD				0.00	0.00
FIRMA DEL OFERENTE					PRECIO DE CALCULO
					1.87

PRECIO OFERTADO EN DOLARES	
\$	1.87

NOMBRE DE OFERENTE:

**Hoja 11 de
11**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

		CODIGO N :	
RUBRO:	HORMIGON EN PLINTOS COMBINADOS E= 0.30 F'C= 240 KG./CM2	UNIDAD:	m3

ESPECIFICACION:

EQUIPO					
DESCRIPCION	Numero	TARIFA	C/HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Vibrador Macons	1.00	4.33		2.8600	12.38
Herramienta manual	6.00	0.20		2.8600	3.43
SUB - TOTAL (M)					15.81
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	Numero	JOR. / HORA	C / HORA	Rend. u/h	COSTO TOTAL
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Estr.Oc D2)	2.00	4.59	9.18	2.8600	26.25
Peon en General (Estr.Oc E2)	4.00	3.78	15.12	2.8600	43.24
Maestro mayor de ejecucion de obra (Estr.Oc C1)	0.10	5.43	0.54	2.8600	1.55
SUB - TOTAL (N)					71.04
MATERIALES					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO TOTAL	
		A	B	C = A x B	
Hormigón Premezclado f'c=240 kg/cm2	m3	1.03	120.00	123.60	
SUB - TOTAL (O)					123.60
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	DMT (Km)	TARIFA (Km)	COSTO TOTAL
		A	B	C	D = A x B x C
SUB - TOTAL (N)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					210.45
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				20.00	42.09
UTILIDAD				0.00	0.00
FIRMA DEL OFERENTE					PRECIO DE CALCULO
					252.54

PRECIO OFERTADO EN DOLARES	
\$	252.54

Anexo 3: Tabla de rendimientos

Aplicaciones Técnicas para la Construcción



**TABLA DE
RENDIMIENTOS**

ACTIVIDADES	ESPECIFICACIONES	GRUPO IDEAL	UNIDAD	RENDIMIENTO	
				REN. DIA	8/REN. DIA
Limpieza del terreno	Limpieza para replanteo	2p	m2	60	0.13
Replanteo	Sin instrumentos de topografía	1A+2p	m2	80	0.1
Excavacion de plintos	Hasta un nivel de 2.00 mts	1A+2p	m3	10	0.8
Excavacion de cimientos	Hasta un nivel de 1.50 mts	1A+2p	m3	12	0.67
Relleno Compactado	Capas de 25 cms	2p	m3	8	1
Desbanque de plataformas	Dejando los respectivos niveles	2p	m3	9	0.89
Relleno granular	Ripio minado	1p	m3	12	0.67
Desalojo de tierra	Cargada sin maquinaria	1 chofer	m3	70	0.11
Hormigón ciclópeo	Hormigón F ^o C=140 K/cm2	2A+4p	m3	3	2.67
Manpostería de piedra	Piedra basilica y mortero 1.5	2A+4p	m3	4.5	1.78
Encofrado vigas de cimentación	Con tabals de monte	1A+2p	m3	3.5	2.29
Fundición vigas de cimentación	Hormigón F ^o C=180 Kg/cm2	1A+2p	mk2	15	0.53
Desencofrado vigas de cimentación	Con limpieza de material	2A+4p	m3	3	2.67
Fundición vigas de cimentación	Hormigón F ^o C=210 Kg/cm2	2p	m2	24	0.33
Fundición de losas de cimentación	Hormigón F ^o C=180 Kg/cm2	2A+4p	m3	2.8	2.86
Fundición de losas de cimentación	Hormigón F ^o C=210 Kg/cm2	2A+4p	m3	2.8	2.86
Plintos de Hormigón ciclópeo	Hormigón F ^o C=140 K/cm2 60% piedra 40%	2A+4p	m3	2.7	2.96
Plintos de hormigon armado	Hormigón F ^o C=180 Kg/cm2	2A+4p	m3	4.5	1.78
Plintos de hormigon armado	Hormigón F ^o C=210 Kg/cm2	2A+4p	m3	3	2.67
Encofrado CAD. INF. Inter. Snp	Con tabalas de monte	1A+2p	m2	15	0.53
Hormigón en cadenas inferiores	Hormigón F ^o C=180 Kg/cm2	2A+4p	m3	3	2.67
Desencofrados en cadenas inf. Inter.Snp	Con limpieza de material	2p	m2	26	0.31
Encofrado de columnas	Madera de monte	1A+2p	m2	14	0.57
Hormigón de columnas	Hormigón F ^o C=180 Kg/cm2	2A+4p	m3	3	2.67
Desencofrado de columnas	Con limpieza de material	2p	m2	30	0.27
Encofrado de vigas	Con madera de monte	1A+2p	m2	13	0.62
Hormigón en cadenas de entepiso	Hormigón F ^o C=180 Kg/cm2	2A+4p	m3	2.7	2.96
Desencofrado de vigas	Con limpieza de material	2p	m2	24	0.33
Hormigón en cadenas superiores	Hormigón F ^o C=180 Kg/cm2	2A+4p	m3	3	2.67
Encofrado de losas	Con madera de monte	1A+2p	m2	12	0.67
Timbrado y colocacion de bloques	Losa 15 cmts	1A+2p	m2	37	0.22
Timbrado y colocacion de bloques	Losa 20cmts	1A+2p	m2	33	0.24
Timbrado y colocacion de bloques	Losa de 25 cmts	1A+2p	m2	32	0.25
Fundición de losa E=15cm	Hormigón F ^o C=180 Kg/cm2 .09m3	4A+8p	m2	80	0.1
Fundición de losa E=20cm	Hormigón F ^o C=189 Kg/cm2 0.11m3	4A+8p	m2	70	0.11
Fundición de losa E=25cm	Hormigón F ^o C=189 Kg/cm2 0.14m3	4A+8p	m2	55	0.15
Desencofrado de losa	Con limpieza de material	2p	m2	35	0.23
Fundición de dinteles	Hormigón F ^o C=180 Kg/cm2	2A+4p	m3	2.7	2.96
Fundición de vigas	Hormigón F ^o C=180 Kg/cm2	2A+4p	m3	2.7	2.96
Encofrado de riostras	Con madera de monte	1A+2p	m2	12	0.67
Fundición de riostras	Hormigón F ^o C=180 Kg/cm2	2A+4p	m3	2.7	2.96
Desencofrado de riostras	Con desalojo de material	2p	m2	22	0.36
Fundición de columnas	Hormigón F ^o C=210 Kg/cm2	2A+4p	m3	3	2.67
Fundición de cadenas de entepiso	Hormigón F ^o C=210 Kg/cm2	2A+4p	m3	2.7	2.96
Fundición de cadenas superiores	Hormigón F ^o C=210 Kg/cm2	2A+4p	m3	3	2.67
Fundición de losa E=15cmt	Hormigón F ^o C=210 Kg/cm2	4A+8p	m2	80	0.1
Fundición de losa E=20cmt	Hormigón F ^o C=210 Kg/cm2 .11 m3	4A+8p	m2	70	0.11
Fundición de losa E=25cmt	Hormigón F ^o C=210 Kg/cm2 .14 m3	4A+8p	m2	55	0.15
Fundición de vigas	Hormigón F ^o C=210 Kg/cm2	2A+4p	m3	2	4
Fundición de riostras	Hormigón F ^o C=210 Kg/cm2	2A+4p	m3	2	4
Encofrado de losas prefabricadas	Con madera de monte	1A+2p	m2	60	0.13
Desencofrado de losas prefabricadas	Con madera de monte	1A+2p	m2	170	0.05
Fundición de losas macizas E=10cmts	Hormigón F ^o C=210 Kg/cm2	4A+8p	m2	72	0.11
Mampostería de ladrillo mambón	Mortero 1:7	1A+1p	m2	10	0.8
Mampostería de jaboncillo común	Mortero 1:7	1A+1p	m2	9	0.89

Mampostería de bloque común de 10 cmts	Mortero 1:5	1A+1p	m2	12	0.67
Mampostería de bloque común de 15 cmts	Mortero 1:5	1A+1p	m2	13	0.62
Mampostería de ladrillo alivianado *8	Mortero 1:5	1A+1p	m2	12	0.67
Mampostería de ladrillo alivianado *13	Mortero 1:5	1A+1p	m2	11.5	0.7
Mampostería de ladrillo alivianado *15	Mortero 1:6	1A+1p	m2	11.5	0.7
Mampostería de ladrillo alivianado *18	Mortero 1:7	1A+1p	m2	11	0.73
Mampostería de jaboncillo *1 BEV	Mortero 1:5	1A+1p	m2	8	1
Mampostería de jaboncillo *2 BEV	Mortero 1:5	1A+1p	m2	9.5	0.84
Mampostería de jaboncillo *4 BEV	Mortero 1:5	1A+1p	m2	8	1
Mampostería de jaboncillo *5 BEV	Mortero 1:5	1A+1p	m2	9	0.89
Mampostería de jaboncillo *7 BEV	Mortero 1:5	1A+1p	m2	8.5	0.94
Mampostería de jaboncillo *8	Mortero 1:5	1A+1p	m2	8	1
Mampostería de jaboncillo prensado *10	Mortero 1:5	1A+1p	m2	8	1
Mampostería de bloque estructural .10	Mortero 1:4	1A+1p	m2	13	0.62
Mampostería de bloque estructural .15	Mortero 1:5	1A+1p	m2	13	0.62
Revocado mambón común	Cemento gris D=12mm	1A+1p	m2	20	0.4
Revocado jaboncillo común	Cemento gris D=12mm	1A+1p	m2	17	0.47
Revocado ladrillo alivianado	Cemento gris D=10mm	1A+1p	m2	25	0.32
Revocado jaboncillo prensado	Cemento gris D=10mm	1A+1p	m2	17	0.47
Revocado ladrillo estructural	Cemento gris D=10mm	1A+1p	m2	30	0.27
Revocado en basílica	Cemento gris D=14mm	1A+1p	m2	30	0.27
Enlucido vertical exterior	Mortero 1:1:8	1A+1p	m2	11	0.73
Enlucido vertical interior	Mortero 1:1:8	1A+1p	m2	12	0.67
Enlucido horizontal	Mortero 1:1:7	1A+1p	m2	10	0.8
Enlucido de fajas	Mortero 1:1:7	1A+1p	m1	20	0.4
		1A	m1	25	0.32
		1A+1p	m2	32	0.25
Empedrado de contrapiso de H.S		1A+1p	m2	30	0.27
Fundición de contrapiso	Hormigón F' C=90 Kg	2A+4p	m2	50	0.16
Mallado y alineado	Mortero 1:4	1A+1p	m2	18	0.44
	Eucalipto	1A+2p	m1	25	0.32
Entablado duela eucalipto	Machimbrada	1 carpint	m2	17	0.47
Entablado 1/2 duela eucalipto		1 carpint	m2	11	0.73
Encofrado de escaleras	Con madera de monte	1A+2p	m2	12	0.67
Desencofrado de escaleras	Con limpieza dematerial	2p	m2	35	0.23
Mampostería jaboncillo común 10 cm	Jaboncillo parado	1A+1p	m2	13	0.62
Mampostería ladrillo común 15 cm	Ladrillo parado	1A+1p	m2	15	0.53
Mampostería jaboncillo *8	Mortero 1:5	1A+1p	m2	10	0.8
Mampostería jaboncillo *14 BEV	Mortero 1:5	1A+1p	m2	10	0.8
Mampostería jaboncillo *H-19 BEV	Mortero 1:5	1A+1p	m2	10	0.8
Mampostería jaboncillo *H-10 BEV	Mortero 1:5	1A+1p	m2	9	0.89
Mampostería jaboncillo *H-7 BEV	Mortero 1:5	1A+1p	m2	10	0.8
Mampostería jaboncillo *S-7 BEV	Mortero 1:5	1A+1p	m2	8.5	0.94
Hormigón en cadenas interiores	Hormigón F' C=210 kg/cm2	2A+4p	m3	3	2.67
Fundición de dinteles	Hormigón F' C=210 kg/cm2	2A+4p	m3	2.7	2.96
Hierro estructural D = 6 cm		1F+2AY	kg	249. 48	0.03
Hierro estructural D = 8 cm		1F+2AY	kg	272. 15	0.03
Hierro estructural D = 10 cm		1F+2AY	kg	294. 83	0.03
Hierro estructural D = 12 cm		1F+2AY	kg	317. 51	0.03
Hierro estructural D = 14 cm		1F+2AY	kg	340. 19	0.02
Hierro estructural D = 16 cm		1F+2AY	kg	382. 87	0.02
Hierro estructural D = 20 cm		1F+2AY	kg	362. 87	0.02
Hierro estructural D = 22 cm		1F+2AY	kg	362. 87	0.02
Hierro estructural D = 25 cm		1F+2AY	kg	362. 87	0.02
Hierro estructural D = 28 cm		1F+2AY	kg	362. 87	0.02
Hierro estructural D = 32 cm		1F+2AY	kg	362. 87	0.02
Malla electrosoldada R - 106		1A+1p	m2	50	0.16
Viga electrosoldada V1		1A+1p	ml	60	0.13
Viga electrosoldada V2		1A+1p	ml	60	0.13
Viga electrosoldada V3		1A+1p	ml	60	0.13
Viga electrosoldada V4		1A+1p	ml	60	0.13
Viga electrosoldada V5		1A+1p	ml	60	0.13
Viga electrosoldada V6		1A+1p	ml	60	0.13
Viga electrosoldada V7		1A+1p	ml	60	0.13
Columna electrosoldada C2		1A+1p	ml	40	0.2

Columna electrosoldada C3		1A+1p	ml	40	0.2
Columna electrosoldada C4		1A+1p	ml	40	0.2
Columna electrosoldada C5		1A+1p	ml	40	0.2
Columna electrosoldada C6		1A+1p	ml	40	0.2
Columna electrosoldada C7		1A+1p	ml	40	0.2
Escaleras de Hormigón armado	Hormigón F' C=180 kg/cm2	2A+4p	m3	3	2.67
Escaleras de Hormigón armado	Hormigón F' C=210 kg/cm2	2A+4p	m3	3	2.67
Masillado de escaleras	Mortero 1:4	1A+1p	m2	8	1
Escaleras de madera incluido pasamano	Madera de laurel ancho 90cm parantes de canelo	1 carpint	ml	9	0.89
Escalera metálica	Ancho 90 cm	1F+2AY	ml	12	0.67
Pasamano de hierro	Altura 80 cm	1A+1p	ml	12	0.67
Pasamano de madera	Altura 80cm	1Crp+1A	ml	12	0.67
Pasamano de hierro - madera		1A+1p	ml	12	0.67
Canalización PVC D= 2"		1 plomero	pto	8	1
Canalización PVC D= 3"		1 plomero	pto	8	1
Canalización PVC D= 4"		1 plomero	pto	8	1
Canalización de cemento	Mortero 1:3 tubo D= 4"	1 plomero	pto	8	1
Pozos de revisión para unifamiliares	Mortero 1:5 dimensiones: 4x.4x.6 mampost parada	1A+1p	u	4	2
Enlucido de pozos de revisión en unifamiliares	Mortero 1:4	1A+1p	u	4	2
Pozos de revisión para multifamiliares	Mortero 1:5 dimensiones :8x. 8x.1.0 mampost normal	1A+1p	u	2	4
Enlucidos de pozos de revisión multifamiliares	Mortero 1:4	1A+1p	u	2	4
Tubería de cemento D= 10cm	Mortero 1:3 zanjas de 35 cm de ancho 1mt de profundidad	1A+1p	ml	16	0.5
Tubería de cemento D= 15 cm	Mortero 1:3 zanjas de 35 cm de ancho 1mt de profundidad	1A+1p	ml	13	0.62
Tubería de cemento D= 20 cm	Mortero 1:3 zanjas de 35cm de ancho 1mt de profundidad	1A+1p	ml	11	0.73
Tubería PVC D= 4"	Desagues de canaliz en loseta de ciment	plomero	ml	30	0.27
Closets de madera	Madera de laurel y plywood		m2	30	0.27
Mesa de cocina	Hormigón armado F' C=80 Kg/cm2	1A+1p	ml	8	1
Alisado de mesas de cocina	Mortero 1:4	1A+1p	ml	6	1.33
Muebles bajos de cocina	90cm alto madera laurel y plywood		ml	6	1.33
Muebles altos cocina	60cm alto madera laurel y plywood		ml	6	1.33
Muebles de cocina prefabricada			ml	6	1.33
Punto de iluminación	instalación vista	1 Elect	pto	8	1
Tomacorrientes	instalación vista	1 Elect	pto	8	1
Caja fusible	Instalación vista	1 Elect+1A	u	10	0.8
Ducha eléctrica	instalación vista	1 Elect+1A	u	7	1.14
Iluminación	Instalación empotrada	1 Elect+1A	u	6	1.33
Tomacorriente	Instalación empotrada	1 Elect+1A	u	6	1.33
Timbre	Instalación empotrada	1 Elect+1A	u	5	1.6
Teléfono	Instalación empotrada	1 Elect+1A	Pto	5	1.6
Televisión	Instalación empotrada	1 Elect+1A	Pto	5	1.6
Instalaciones especiales		1 Elect+1A	Pto	5	1.6
Caja térmica 3 disyuntores		1 Elect+1A	u	4	2
Caja térmica 4 disyuntores		1 Elect+1A	u	3.5	2.29
Ducha eléctrica	Instalación empotrada	1 Elect+1A	u	5	1.6
Acometida eléctrica unifamiliar		1 Elect+1A	u	1	8
Tablero de control multifamiliares	Tablero metálico	1 Elect+1A	u	1	8
Pintura de caucho clase "C" interiores		1Pnt+1A	m2	45	0.18
Caucho clase "C" exterior		1Pnt+1A	m2	35	0.23
Oleo en baño y cocina		1Pnt+1A	m2	35	0.23
Esmalte en ventanas		1Pnt+1A	m2	30	0.27
Oleo puertas y muebles		1Pnt+1A	m2	25	0.32
Oleo en barrederas		1Ay	ml	100	0.08
Cemento blanco		1Pnt+1A	m2	45	0.18
Sikaguard		1 pintor	m2	18	0.44
Calcimina		1Pnt+1A	m2	45	0.18
Mampostería de piedra cerramiento sec.3x.4	Piedra basílica mortero 1:5	1A+2p	ml	29	0.28
Mampostería de jaboncillo común y cerramiento	Mortero 1:5	1A+1p	m2	9	0.89
Encepado		1A+1p	m2	25	0.32
Fundido de vereda perimetral	F' C=90 kg/cm2	2A+4p	m2	28	0.29
Alisado de vereda perimetral	Mortero 1:4	1A+1p	m2	18	0.44
Piso paletado grueso fundido	Pacios F' C=90 kg/cm2	2A+4p	m2	25	0.32
Alisado de piso paletado grueso	Mortero 1:4	1A+1p	m2	18	0.44
Fundido piso estacionamiento	F' C=140 kg/cm2	2A+4p	m2	25	0.32
Alisado piso de estacionamiento	Mortero 1:3	1A+1p	m2	18	0.44
Muros de piedra	Piedra basílica mortero 1:5	1A+2p	m3	3.5	2.29
Barrederas de vinil		1 OE+1A	ml	65	0.12
Barrederas de laurel		1AY	ml	50	0.16

Lavandería		1A+1p	u	1.1	7.27
Bordillo de tina de baño	Mortero 1:5	1A+1p	ml	32	0.25
Enlucido bordillo de tina de baño	Mortero 1:1:7	1A+1p	ml	15	0.53
Limpieza de obra		2p	m2	40	0.2
Pigmento en pisos		1P	m2	40	0.2
Escalones P. caracol		1A	u	12	0.67
Escalones Mampostería	Ladrillo	1A	u	12	0.67
Pintura de caucho C. rasos	Clase "C" interior	1Pnt+1A	m2	40	0.2
Oleo en tapamarcos		1Pnt+1A	ml	55	0.15
Piedra prefabricada	Para Lavandería	1A+1p	u	2	4
Vigas de madera de 1era	Sección 8x12cm guayacán chanul-caoba	1A+1p	ml	30	0.27
Vigas de madera de 2da	Sección 8x12cm colorado-manzano-mora	1A+2p	ml	40	0.2
Vigas de madera de 3ra	Eucalipto sección 8x12cm	1A+2p	ml	40	0.2
Celosía de hierro	Celocias sencilla con hierro máximo D=12cm		ml	40	0.2
Perfiles de hierro		10E+1Ay	ml	30	0.27
Ardex gigante 3"	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	98	0.08
Ardex gigante 4"	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	73	0.11
Ardex gigante 6"	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	49	0.16
Ardex gigante 8"	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	36	0.22
Ardex normal 3"	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	134	0.06
Ardex normal 4"	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	100	0.08
Ardex normal 6"	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	67	0.12
Ardex normal 8"	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	50	0.16
Eternit 3"	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	63	0.13
Eternit 4"	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	47	0.17
Eternit 6"	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	31	0.26
Eternit 8"	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	23	0.35
Residencial	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	34	0.24
Canalit 3.90 mts	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	11	0.73
Canalit 5.00 mts	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	9	0.89
Canalit 6.00 mts	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	7	1.14
Caballetes ardex		10E+2Ay	u	55	0.15
Caballetes eternit		10E+2Ay	u	50	0.16
Caballetes residencial		10E+2Ay	u	40	0.2
Caballetes canalit		10E+2Ay	u	40	0.2
Zing 2.44 mts	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	30	0.27
Zing 3.60 mts	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	20	0.4
Translucido tipo ardex	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	55	0.15
Translucido tipo eternit	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	50	0.16
Translucido tipo residencial	Sin cortes diagonales	10E+2Ay	u	40	0.2
Teja común	Sin cortes diagonales	1A+1p	m2	12	0.67
Impermeabilización cubierta	Mortero 1:4	1A+1p	m2	10	0.8
Cielos rasos de malla metálica	Mortero 1:1:7	1A+1p	m2	11	0.73
Cielos rasos de madera plywood		10E+1Ay	m2	12	0.67
Cielo raso de estuco	Planchas de .60x.60	10E+1Ay	m2	10	0.8
Habilitación hierro 0 8mm	f _y = 2.800 k/cm2	1A+2p	qq	5	1.6
Habilitación hierro 0 10mm	f _y = 2.800 k/cm2	1A+2p	qq	50.5	0.16
Habilitación hierro 0 12mm	f _y = 2.800 k/cm2	1A+2p	qq	6	1.33
Habilitación hierro 0 14mm	f _y = 2.800 k/cm2	1A+2p	qq	7	1.14
Habilitación hierro 0 16mm	f _y = 2.800 k/cm2	1A+2p	qq	8	1
Parada de columnas	Casa de un piso	1A+2p	Unid	24	0.33
Parada de columnas	Casa de dos pisos	1A+2p	Unid	18	0.44
Fundición plintos	Hormigón f _c = 1.80 k/cm2	2A+4p	m3	3	2.67
Fundición plintos de hormi. Ciclopeo	60% de hormigón f _c =140 k/cm2, 40% piedra	2A+4p	m3	4.5	1.78
Fundición de cimientos de Horm. Ciclopeo	60% de hormigón f _c =140 k/cm2, 40% piedra	2A+4p	m3	4.5	1.78
Encofrado de cadenas inferiores	Con tabla de monte	1A+2p	m2	16	0.5
Encofrado de columnas	Con tabla de monte y pingos	1A+2p	m2	15	0.53
Encofrado de los y escalera	Con tabla de monte y pingos nivel + 2.50	1A+2p	m2	13	0.62
Encofrado de cadenas superiores	Con tabla de monte y pingos	1A+2p	m2	14	0.57
Encofrado de vigas y dinteles	Con tabla de monte y pingos	1A+2p	m2	14	0.57
Fundición de cadenas inferiores	Hormigón f _c = 1.80 k/cm2	2A+4p	m3	3	2.67
Fundición de columnas P.B	Hormigón f _c = 1.80 k/cm2	2A+4p	m3	3	2.67
Timbrado y colocación de bloques C=30	Losas armadas en dos direcciones	1A+2p	m2	35	0.23
Timbrado y coloc. De bloques de C=15	Losas armadas en dos direcciones	1A+2p	m2	35	0.23
Fundición de losa y escalera C=20	Nivel + 2.50	4A+8p	m2	70	0.11
Fundición de losa y escalera C=15	Nivel + 2.50	4A+8p	m2	80	0.1
Fundición de cadenas superiores	Hormigón f _c = 1.80 k/cm2	2p+4p	m3	2.7	2.96
Fundición de vigas y dinteles	Hormigón f _c = 1.80 k/cm2	2A+4p	m3	2.7	2.96
Desencofrado de cadenas inferiores	Con arreglo y limpieza del material	2p+4p	m2	26	0.31
Desencofrado de columnas	Con arreglo y limpieza del material	2p+4p	m2	30	0.27
Desencofrado de losa y escalera	Con arreglo y limpieza del material	2p+4p	m2	35	0.23

Desencofrado. De cad. Sup.vigas y dint.	Con arreglo y limpieza del material	2p+4p	m2	24	0.33
Pisos de madera y eucalipto	Colocación y nivelación	1A+1p	ml	25	0.32
Vigas de madera chanul	Sección .10x.15 o similar	1A+2p	ml	30	0.27
Madera de cubierta	Madera de guayabo de .06x10	1A+1p	ml	40	0.2
Revocado en mamborrón común	Media caña con 0 12mm	1A+1p	m2	20	0.4
Revocado en jaboncillo común	Media caña con 0 12mm	1A+1p	m2	17	0.47
Revocado en ladrillo alivianado	Media caña con 0 10mm	1A+1p	m2	25	0.32
Revocado en jaboncillo prensado	Media caña con 0 10mm	1A+1p	m2	17	0.47
Revocado en bloque estructural	Media caña con 0 10mm	1A+1p	m2	30	0.27
Revocado en basílica	Media caña con 0 14mm	1A+1p	m2	30	0.27
Enlucido horizontal (inferior)	Bajo losas paleteado	1A+1p	m2	10	0.8
Enlucido vertical (inferior)	Paleteado	1A+1p	m2	12	0.67
Enlucido vertical (exterior)	Esponjado	1A+1p	m2	11	0.73
Pasteado (interiores)	Alisado	1A+ __	m2	40	0.2
Enlucido de fillos de ventanas	Incluye empotramiento (fillo dos lados)	1A+1p	ml	20	0.4
Enlucido de fajas	Ancho máximo de faja 40cm (2 lados)	1A+1p	ml	20	0.4
Cargado y enlucido sobre malla	Cielo raso de malla metálica	1A+1p	m2	9	0.89
Tirado y colocación de malla	Cielo raso de malla metálica	1A+1p	m2	14	0.57
Macillado y alizado de losas	Dejando respectivas pendientes	1A+1p	m2	10	0.8
Macillado y alizado de pisos	Nivelado	1A+1p	m2	18	0.44
Confección de aleros	Enmallado y enlucido y sacado fillo	1A+1p	m2	3	2.67
Champeado cielo raso	A máquina grano fino o mediano	1A+1p	m2	40	0.2
Confección de vereda perimetral	Apisonado, fundido y alizado y terminado	2A+4P	m2	10	0.8
Medias cuñas	0 10mm o 0 12mm en enlucidos	1A+ __	ml	25	0.32
Colocación de azulejos	Sin cortes pronunciados, con emporado	1A+1p	m2	8	1
Colocación de mayólica N.	Sin cortes pronunciados, con emporado	1A+1p	m2	7	1.14
Colocación de valdosa común	Con emporada	1A+1p	m2	12	0.67
Colocación de tejuelo	Con emporada	1A+1p	m2	10	0.8
Piso paleteado grueso color	C=6cm; compactado, fundido y paleteado	1A+1p	m2	25	0.32
Piso de estacionamiento	C=6cm; compactado, fundido y paleteado	2A+4P	m2	20	0.4
Mesas de cocina	Encofrado, fundido y paleteado o ancho .60	1A+1p	ml	4	2

INSTALACIONES ELECTRICAS					
Ducha eléctrica (visto)	Alambre bipolar visto	1.O.E + 1 Ay	Pto.	7	1.14
Tomacorriente (visto)	Alambre bipolar visto	1.O.E + 1 Ay	Pto.	8	1
Iluminación (visto)	Alambre bipolar visto (interruptor)	1.O.E + 1 Ay	Pto.	8	1
Caja fusible (visto)	Empotramiento y conexión	1.O.E + 1 Ay	u	10	0.8
Ducha eléctrica (empotrado)	Alambre unipolar empotrado	1.O.E + 1 Ay	Pto.	5	1.6
Tomacorriente	Alambre unipolar empotrado	1.O.E + 1 Ay	Pto.	6	1.33
Iluminación (empotrado)	Alambre unipolar empotrado	1.O.E + 1 Ay	Pto.	6	1.33
Tímbr (empotrado)	Alambre unipolar empotrado	1.O.E + 1 Ay	Pto.	5	1.6
Teléfono (empotrado)	Alambre unipolar empotrado	1.O.E + 1 Ay	Pto.	5	1.6
Punto T.V. (empotrado)	Alambre unipolar empotrado	1.O.E + 1 Ay	Pto.	5	1.6
Punto termostato (empotrado)	Alambre unipolar empotrado	1.O.E + 1 Ay	Pto.	5	1.6
Caja térmica 2 disy. (empotrado)	General eléctric o similar	1.O.E + 1 Ay	u	4	2
Caja térmica 4 disy. (empotrado)	General eléctric o similar	1.O.E + 1 Ay	u	3	2.67

INSTALACIONES HIDROSANITARIAS					
Punto de agua potable 0 1/2	Empotrado (punto promedio)	1.O.E + 1 Ay	Pto.	5	1.6
Punto de canalización PVC	En losas (punto promedio)	1.O.E + 1 Ay	Pto.	8	1
Tubería 0 3/4 H.G	Tendida de red	1.O.E + 1 Ay	ml	50	0.16
Inodoro tanque bajo	Edesa blanco o similar	1.O.E + __	u	3	2.67
Lavamanos (1) llave	Edesa blanco o similar	1.O.E + __	u	4	2
Lavamanos (2) llaves	Edesa blanco o similar	1.O.E + __	u	3	2.67
Lavaplatos hierro enlosado	Edesa blanco o similar	1.O.E + __	u	3	2.67
Calentador de agua cap. 20 gal.	Permacolor o similar	1.O.E + 1 Ay	u	2	4
Duchas cromadas	F.V. o similar	1.O.E + __	u	10	0.8

CARPINTERIA					
Puerta Plywood común	Preparada, armada, con tapamarcos	1.O.E + 1 Ay	u	2	4
Puerta embutida laurel	Preparada, armada, con tapamarcos	1.O.E + 1 Ay	u	1	8
Barrederas de laurel	Colocada	__ +1 Ay	ml	50	0.16
Entablado de dual eucalipto	Entablado en duela machimbrada	1.O.E + __	m2	17	0.47
Entablado 1/2 dual eucalipto	Entablada en 1/2 duela	1.O.E + __	m2	11	0.73

	machimbrada	-			
Muebles de cocina (bajos)	Sencillos en madera de laurel y plywood	1.O.E + 1 Ay	ml	2	4
Closets	Sencillos en madera de laurel y plywood	1.O.E + 1 Ay	m2	0.7	11.43

PINTURA

Interiores wesco economic	Emporado, pulida y pintada (3 manos)	1.O.E + 1 Ay	m2	45	0.18
Exteriores wesco economic	Emporado, pulida y pintada (3 manos)	1.O.E + 1 Ay	m2	35	0.23
Oleo en baño y cocina	Emporado, pulida y pintada (3 manos)	1.O.E + 1 Ay	m2	35	0.23
Esmalte en ventanas	Preparada y pintada (2 manos) los dos lados	--_ +1 Ay	m2	30	0.27
Oleo en puertas, muebles, closet	Preparada y pintada (2 manos)	1.O.E + 1 Ay	m2	25	0.32
Oleo en barrederas	Preparada y pintada (2 manos)	--_ +1 Ay	m2	50	0.16
Cemento blanco	Emporado, pulido y pintado (2 manos)	1.O.E + 1 Ay	m2	45	0.18
Calciminas	Emporado, pulido y pintado (2 manos)	1.O.E + 1 Ay	m2	45	0.18

VIDRIOS

De 2 mm	Cortado, colocado y mancillado	1.O.E + 1 Ay	m2	30	0.27
De 3 mm	Cortado, colocado y mancillado	1.O.E + 1 Ay	m2	30	0.27

CERRAJERÍA

Principales llave - llave	Colocada	1.O.E + 1 Ay	u	16	0.5
Dormitorios llave - seguro	Colocada	1.O.E + 1 Ay	u	16	0.5
Cocina cerradura de paso	Colocada	1.O.E + 1 Ay	u	18	0.44
Baño seguro	Colocada	1.O.E + 1 Ay	u	18	0.44

HERRERIA

Ventanas sin rejilla de seguridad	Cortada y armada	1.O.E + 1 Ay	m2	7	1.14
Ventana con rejilla de seguridad	Cortada y armada	1.O.E + 1 Ay	m2	3.5	2.29
Pasamanos	Sencillos h= 90 mts	1.O.E + 1 Ay	ml	7	1.14
Puertas	Sencilla	1.O.E + 1 Ay	m2	1.4	5.71

CIELOS RASOS

Estuco	Tirado, elaboración y coloc. De estuco	1.O.E + 1 Ay	m2	12	0.67
Madera plywood	Tirado, cortado y colocado	1.O.E + 1 Ay	m2	15	0.53
Internit	Tirado, cortado y colocado	1.O.E + 1 Ay	m2	14	0.57

PISOS

Parquet de eucalipto	Pegado, pulido, y encerado (1mano)	1.O.E + 1 Ay	m2	35	0.23
Vinyl Pavco o similar	Pegado	1.O.E + 1 Ay	m2	30	0.27

CUBIERTAS

Residencial	Techado	1.O.E + 2Ay	m2	40	0.2
Eternit	Techado	1.O.E + 2Ay	m2	50	0.16
Ardex	Techado	1.O.E + 2Ay	m2	55	0.15
Zing	Techado	1.O.E + 2Ay	m2	55	0.15
Teja común	Techado	1.O.E + 1 p	m2	12	0.67
Translucidos (Tipo eternit)	Techado	1.O.E + 2Ay	m2	50	0.16

Aplicaciones Técnicas para la Construcción



TABLA DE RENDIMIENTOS

N	RUBRO Y RENDIMIENTO 2010	UNIDAD	CUADRILLA	RENDIMIENTO	
				REN. DIA	8/REN.DIA
OBRAS PRELIMINARES					
1	cerramiento provisional madera de monte	ml	2P + 1 Alb.	70 ml / día	0.11
2	cerramiento provisional metalico	m2	2P + 1 Alb.	50 ml / día	0.16
3	cerramiento de bloque de 15 cm	m2	1 P + 1 Alb.	15 m2 / día	0.53
4	cerramiento de ladrillo mambbron	m2	1 P + 1 Alb.	9 m2 / día	0.89
5	cerramiento de ladrillo jaboncillo	m2	1P + 1 Alb.	5 m2 / día	1.6
6	cerramiento prefabricado de hormigon	m2	2P + 1 Alb.	40 m2 / día	0.2
7	cerramiento de malla galvanizada	m2	1 P + 1 Alb.	30 m2 / día	0.27
8	contruccion bodegas y oficinas	m3	2P + 1 Alb.	30 m2 / día	0.27
9	derrocamiento estructura existente	m2	3P + 1 Alb.	60 m3 / día	0.13
10	rotura de pavimento		2P + 1 Alb.	90 m2 / día	0.09
MOVIMIENTO DE TIERRAS					
11	limpieza de terreno	m2	2P+ 1 Alb.	60 m2 / día	0.13
12	replanteo	m3	2P + 1 Alb.	80 m2 / día	0.1
13	desbanque y nivelacion de terreno	m3	2P + 1 Alb.	9 m3 / día	0.89
14	excavacion de plintos y cimientos	m3	2P + 1 Alb.	10 m3 / día	0.8
15	excavacion en roca	m3	2P + 1 Ob. Esp.	2 m3 / día	4
16	excavacion con nivel freatico	m3	2P + 1 Ayud. + 1 Al	12 m3 / día	0.67
17	relleno compactado con tierra	m3	2P + 1 Ayud. + 1 Al	8 m3 / día	1
18	relleno compactado con lastre	m3	2P + 1 Ayud. + 1 Al	8 m3 / día	1
19	desalojo de material con volqueta	m3	2P + 1 Chofer	70 m3 / día	0.11
20	desalojo de material con volqueta	m3	2P + 1 Op. + 3 Chof.	140 m3 / día	0.06
ESTRUCTURA					
21	malla electrosoldada	m2	2P + 1 Alb.	60 m2 / día	0.13
22	malla electrosoldada	m2	2P + 1 Alb.	60 m2 / día	0.13
23	malla electrosoldada	m2	2P + 1 Alb.	60 m2 / día	0.13
24	malla electrosoldada	m2	2P + 1 Alb.	60 m2 / día	0.13
25	hierro 8mm	kg	2P + 1 Alb.	272 kg / día	0.03
26	hierro de 10mm	kg	2P + 1 Alb.	295 kg / día	0.03
27	hierro de 12mm	kg	2P + 1 Alb.	317 kg / día	0.03
28	hierro de 14mm	kg	2P + 1 Alb.	240 kg / día	0.03
29	hierro 16mm	kg	2P + 1 Alb.	363 kg / día	0.02
30	hierro 18mm	kg	2P + 1 Alb.	363 kg / día	0.02
31	hierro de 20mm	kg	2P + 1 Alb.	363 k g/ día	0.02
32	hierro de 8 a 20mm	kg	2P + 1 Alb.	300 kg / día	0.03
33	replantillo en cimientos	m3	8P + 4 Alb.	10 m3 / día	0.8
34	replantillo en plintos y vigas	m3	8P + 4 Alb.	10 m3 / día	0.8
35	mamposteria de piedra	m3	2P + 1 Alb.	3 m3 / día	2.67
36	hormigon ciclopeo, en cimentacion	m3	4P + 2 Alb.	5 m3 / día	1.6
37	plintos hormigon ciclopeo	m3	4P + 2 Alb.	5 m3 / día	1.6
38	hormigon en plintos	m3	9P + 4 Alb.	12 m3 / día	0.67
39	hormigon en vigas de cimentacion	m3	9P + 4 Alb.	10 m2 / día	0.8
40	hormigon en cadenas inferiores	m3	9P + 4 Alb.	9 m2 / día	0.89
41	hormigon en columnas	m3	9P + 4 Alb.	8 m3 / día	1

42	hormigon en escaleras	m3	4P + 2 Alb.	2,7 m3 / dia	2.96
89	mamposteria bloque estructural de 20 cm	m2	1 P + 1 Alb.	13 m2 / dia	0.62
90	mamposteria jaboncillo prensado de 7cm	m2	1 P + 1 Alb.	4 m2 / dia	2
91	mamposteria jaboncillo prensado de 10 cm	m2	1P + 1 Alb.	5 m2 / dia	1.6
92	mamposteria ladrillo alivianado de 8cm	m2	1P + 1 Alb.	10 m2 / dia	0.8
93	mamposteria ladrillo alivianado de 10 cm	m2	1 P + 1 Alb.	10 m2 / dia	0.8
94	mamposteria ladrillo alivianado de 12cm	m2	1P + 1 Alb.	10 m2 / dia	0.8
95	mamposteria ladrillo alivianado de 14 cm	m2	m2 11P + 1 Alb.	10 m2 / dia	0.8
96	paredes de hormigon	m2	2Ay + o. Esp.	25 m2 / dia	0.32
97	revocado de 112 cana ladrillo visto	m2	1 P + 1 Alb.	20 m2 / dia	0.4
98	revocado de 1/2 cana bloque visto	m2	1 P + 1 Alb.	30 m2 / dia	0.27
99	revocado junta perdida en ladrillo	m2	1 P + 1 Alb.	20 m2 / dia	0.4
100	00revocado junta perdida en bloque	m2	1 P + 1 Alb.	35 m2 / dia	0.23
101	paneles plaicent firocemento	m2	2Ay + o. Esp.	40 m2 / dia	0.2
102	paneles de madera (triplex marino)	m2	2Ay + o. Esp.	40 m2 / dia	0.2
103	paneles de madera (triplex)	m2	2Ay + o. Esp.	40 m2 / dia	0.2
104	paneles de hormigon prefabricado	m2	3Ay + 1 Alb.	40 m2 / dia	0.2
105	paneles Hormidos o Mdos	m2	2Ay + o. Esp.	40 m2 / dia	0.2
106	paneles de cana gadua entera	m2	2Ay + o. Esp.	40 m2 / dia	0.2
107	paneles de media cana gadua	m2	2Ay + o. Esp.	40 m2 / dia	0.2
108	paneles tipo esterilla de cana gadua	m2	2Ay + o. Esp.	50 m2 / dia	0.16
109	lavanderia jaboncillo 1 pozo + 1 piedra	unidad	1P +1 Alb.	1 unid / dia	8
110	lavanderia jaboncillo 1 pozo + 2piedras	unidad	unidl P + 1 Alb.	0.6 unid / dia	13.33
111	lavanderia prefabricada de hormigon	unidad	1 P + 1 Alb.	6 unid / dia	1.33

Anexo 4: Plano estructural

