



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

1

**Consideraciones estructurales y geotécnicas para cimentaciones de sistemas
de generación fotovoltaica en zonas rurales remotas.**

Morales Topón, Carmen Cecibel

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de Titulación, previo a la obtención del Título de Ingeniera Civil

Ing. Haro Báez, Ana Gabriela, Ph.D.

17 de junio del 2021



Document Information

Analyzed document	TESIS_CECIBEL_MORALES.pdf (D109072912)
Submitted	6/16/2021 6:30:00 PM
Submitted by	
Submitter email	ccmorales@espe.edu.ec
Similarity	5%
Analysis address	agharo.espe@analysis.orkund.com

Sources included in the report

W	URL: https://www.contratacionobras.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/14/002-H-ES-FEB-ee-2014.pdf Fetched: 10/28/2019 7:11:32 PM	1
W	URL: http://www.revistaespirales.com/index.php/es/article/viewFile/128/71 Fetched: 12/14/2020 3:59:09 AM	1
SA	Presentacion Grupo 3.pptx Document Presentacion Grupo 3.pptx (D11124615)	3
W	URL: https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-4.pdf Fetched: 5/13/2020 2:43:32 AM	1
SA	TEMA DE TESIS JORGE PARRALES..docx Document TEMA DE TESIS JORGE PARRALES..docx (D46708779)	13
SA	Trabajo de Titulacion Jose Chang.docx Document Trabajo de Titulacion Jose Chang.docx (D15445349)	13

ANA GABRIELA HARO BAEZ
 Digitally signed by ANA GABRIELA HARO BAEZ
 Date: 2021.06.17 12:40:24 -05'00'

Ing. Haro Báez, Ana Gabriela, PhD.

CC: 1713500302



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Certificación

Certifico que el trabajo de titulación, **Consideraciones estructurales y geotécnicas para cimentaciones de sistemas de generación fotovoltaica en zonas rurales remotas** fue realizado por la señorita **Morales Topón, Carmen Cecibel** y analizado en su totalidad por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 17 de junio de 2021

ANA GABRIELA HARO BAEZ
Digitally signed by ANA GABRIELA HARO BAEZ
Date: 2021.06.17 12:40:46
-05'00'

Ing. Haro Báez, Ana Gabriela, PhD.

CC: 1713500302



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Responsabilidad de Autoría

Yo, **Morales Topón, Carmen Cecibel** con cédula de ciudadanía n° 1722380654, declaro que el contenido, ideas y criterio del trabajo de titulación: **Consideraciones estructurales y geotécnicas para cimentaciones de sistemas de generación fotovoltaica en zonas rurales remotas** es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos, y metodologías por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 23 de junio 2021

Morales Topón, Carmen Cecibel

CC: 1722380654



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Autorización de Publicación

Yo, **Morales Topón Carmen Cecibel**, con cédula de ciudadanía n° 1722380654, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **Consideraciones estructurales y geotécnicas para cimentaciones de sistemas de generación fotovoltaica en zonas rurales remotas** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.

Sangolquí, 23 de junio 2021



Morales Topón, Carmen Cecibel

CC: 1722380654

Dedicatoria

A mis padres Roberto y Cecilia quienes han forjado el camino a mi lado. Su amor, dedicación y sacrificio han creado la imagen que deseo alcanzar.

A mi Cholita, quien me supo enseñar el valor de la paciencia, el amor incondicional, y me regaló la dicha de llevar su sonrisa.

Los amo infinitamente.

Cecibel Morales

Agradecimiento

A mi familia, por ser mi lugar seguro, lleno de amor y respeto.

*A mi directora de proyecto, Ing. Anita Haro, PhD. por su tiempo y dedicación, pero,
sobre todo, por ser fuente de admiración e inspiración profesional.*

*A mis amigos, quienes hicieron que el camino hasta este día sea la mejor
experiencia de mi vida.*

A mi mejor amigo, Carlos Untuña, por su cariño, respeto y apoyo.

Cecibel Morales

Índice de Contenidos

8

Dedicatoria	5
Agradecimiento.....	7
Índice de Contenidos	8
Índice de Tablas	12
Índice de Figuras	14
Resumen	18
Abstract	19
Capítulo 1 Generalidades	20
Antecedentes	20
Planteamiento del Problema.....	21
Macro.....	21
Meso	22
Micro	23
Justificación.....	24
Objetivos.....	24
Objetivo General.....	24
Objetivos Específicos	25
Hipótesis.....	25
Contenido del documento	25
Capítulo 2 Marco Teórico.....	27
Antecedentes investigativos	27

	9
Geotecnia y Diseño de Cimentaciones NEC-SE-GM.....	27
Cargas sísmicas y diseño sismo resistente NEC-SE-DS.....	28
Fundamentación teórica.....	30
Métodos de diseño enfocados a la geotécnica.....	30
Energía fotovoltaica.....	32
Sistemas fotovoltaicos autónomos.....	33
Dimensionamiento de un Sistema Fotovoltaico Autónomo.....	37
Sismicidad en el Ecuador.....	38
Estructuras características para sistemas de generación fotovoltaica fijos.	43
Cimentaciones características para sistemas de generación fotovoltaica...	44
Capítulo 3 Guía de Consideraciones Geotécnicas y Estructurales para Cimentaciones	48
Consideraciones geotécnicas	48
Generalidades	48
Reconocimiento del sitio del proyecto	48
Determinación de la geología local.....	49
Resistencia Nominal del suelo	49
Ensayos de campo	50
Exploración por sondeos.....	51
Cálculo de parámetros principales para la definición del tipo de suelo	52
Ensayos de laboratorio.....	52
Método de diseño Factor de Seguridad Global (MFSG)	53
Mejoramiento del terreno de fundación	54
Casos especiales para suelos tipo F	57

Contenido de los informes definitivos de geotecnia	10
Contenido de los informes definitivos de geotecnia	65
Consideraciones estructurales.....	66
Generalidades	66
Cargas incidentes.....	67
Combinaciones de cargas.....	78
Cálculo de la distancia entre módulos	78
Definición del tipo de cimentación.....	79
Cimentaciones superficiales.....	80
Cimentaciones profundas.....	83
Capítulo 4 Análisis del Caso de Estudio	88
Informe Geotécnico del proyecto.....	88
Descripción del proyecto	88
Ubicación geográfica de la zona de estudio	88
Vulnerabilidad por inundaciones de la zona de estudio	91
Zona de implantación del proyecto	92
Descripción Geológica.....	93
Descripción de la exploración geotécnica.....	94
Descripción de los resultados de los ensayos.....	97
Análisis de potencial licuable del suelo.....	101
Definición del tipo de cimentación recomendada	112
Mejoramiento de suelo por Columnas de Grava Compactada	112
Diseño de la planta de generación fotovoltaica.....	124
Dimensionamiento de sistema de generación fotovoltaica	124
Demanda poblacional.....	124

	11
Dimensionamiento de los paneles	128
Dimensionamiento de la batería	129
Diseño de la estructura de almacenamiento	131
Diseño del módulo de captación	144
Diseño de cimentación	152
Capítulo 5 Resultados de la Investigación	160
Análisis de los resultados	160
Comparativa de mejoramiento con columnas de grava con otros sistemas.	160
Control de licuefacción en el suelo mejorado con columnas de grava compactada	161
Análisis Costo-Beneficio del proyecto.....	170
Problema social	175
Capítulo 6 Conclusiones y Recomendación.....	177
Conclusiones.....	177
Recomendaciones	178
Referencias Bibliográficas	180

Índice de Tablas

Tabla 1 Clasificación de los perfiles de suelo.....	28
Tabla 2 Características de las células fotovoltaicas de Silicio.....	35
Tabla 3 Peso de módulos solares.....	36
Tabla 4 Clasificación de las unidades de construcción por categorías	51
Tabla 5 Clasificación de metodologías de mejora del terreno.....	57
Tabla 6 Factores que aumentan la probabilidad de licuefacción del suelo.	60
Tabla 7 Sobre cargas mínimas uniformemente distribuidas.	68
Tabla 8 Coeficientes de corrección para viento.	71
Tabla 9 Definición del factor de forma Cf.....	72
Tabla 10 Coeficientes de reducción de respuesta estructural.	74
Tabla 11 Factores de seguridad	81
Tabla 12 Resumen de Sondeo 1	98
Tabla 13 Resumen de Sondeo 2.	99
Tabla 14 Resumen de Sondeo 3.....	100
Tabla 15 Correlaciones para determinar el ángulo de fricción en función de N corregido.	102
Tabla 16 Parámetros para definir el potencial licuable.	107
Tabla 17 Valores orientativos de NSPT, resistencia al corte y módulo de elasticidad.	121
Tabla 18 Asentamientos de suelo mejorado con columnas de gravacompactada en la zona de fundación de la bodega de almacenamiento.	122
Tabla 19 Asentamientos de suelo mejorado con columnas de grava compactada en la zona de fundación de módulos de captación.....	123
Tabla 20 Datos de la población de la parroquia de Majua.....	124
Tabla 21 Porcentaje anual de crecimiento de la parroquia de Majua.....	125

	13
Tabla 22 Consumo promedio de un cliente residencial por región	127
Tabla 23 Estimación de demanda para periodos de 5 años.	127
Tabla 24 Carga permanente en cuarto de almacenamiento.	133
Tabla 25 Parámetros para el espectro de aceleraciones de diseño.	135
Tabla 26 Valores de C_t, α para estimar el período fundamental de una estructura.	137
Tabla 27 Cálculo del cortante basal por el método estático y curvas de peligrosidad.	138
Tabla 28 Secciones para la bodega de almacenamiento.	141
Tabla 29 Parámetros del diseño de elementos Geopier.	153
Tabla 30 Incremento de resistencia a la penetración luego de un mejoramiento con columnas de grava compactada.....	164
Tabla 31 Parámetros de suelo mejorado y su potencial licuable.	165
Tabla 32 Presupuesto referencial del proyecto.	170
Tabla 33 Costo comercial y del sistema autónomo del kW/h en USD.....	173
Tabla 34 Reducción de emisión de dióxido de carbono.....	174

Índice de Figuras

Figura 1 Componentes de un sistema autónomo o aislado de la red.	34
Figura 2 Diagrama de flujo para el diseño de un Sistema aislados de generación Fotovoltaica.....	38
Figura 3 Mapa de zonificación para diseño sísmico.	39
Figura 4 Estimación de máximos niveles de sismicidad para la costa ecuatoriana.....	41
Figura 5 Mapa sismo tectónico de la costa norte de Ecuador.....	42
Figura 6 Tipos de entramados para estructuras de soporte fijo.	43
Figura 8 Estructura con cimentación tipo pilote de hormigón.....	46
Figura 9 Estructura con cimentación de perfiles hincados.	47
Figura 10 Tipos de tornillos de cimentación.....	47
Figura 11 Parámetros para definir el tipo de suelo.	52
Figura 12 Curva Magnitud del Sismo (M_w) Vs Factor de ponderación de duración como función del $N_{1,60}$ (DW).	64
Figura 13 Curvas ajustadas de acuerdo con la presencia de finos en relación con el Número de Golpes $N_{1,60}$ para definir CRR.....	65
Figura 14 Acción por efectos del viento	69
Figura 15 Velocidad media anual a 30 metros de altura.	70
Figura 16 Diagrama de proceso para seleccionar el método de análisis.....	77
Figura 17 Esquema de distanciamiento entre módulos de paneles solares.	79
Figura 18 Método simplificado para estimar asentamientos de grupo de pilotes mediante cimentaciones equivalentes.	87
Figura 19 Ubicación de la parroquia de Majua.....	89
Figura 20 Ubicación de la zona de estudio.	90
Figura 21 Mapa preliminar de zonas propensas a inundaciones.	91

	15
Figura 22 Zona de implantación del proyecto.	92
Figura 23 Mapa geológico de la provincia de Esmeraldas.	94
Figura 24 Ubicación de la zona de estudio de suelos y la comunidad de Agua Fría, dentro del mapa geológico de Esmeraldas.	95
Figura 25 Ubicación de Sondeos en el proyecto de Quinindé.	96
Figura 26 Potencial licuable del suelo analizado en el sondeo 1 a diferentes niveles, evaluados en función de la resistencia a la penetración corregida N1,60 y a la relación de esfuerzos cíclicos CSR de esfuerzos cíclicos.	109
Figura 27 Potencial licuable del suelo analizado en el sondeo 2 a diferentes niveles, evaluados en función de la resistencia a la penetración corregida N1,60 y a la relación de esfuerzos cíclicos CSR de esfuerzos cíclicos.	110
Figura 28 Potencial licuable del suelo analizado en el sondeo 2 a diferentes niveles, evaluados en función de la resistencia a la penetración corregida N1,60 y a la relación de esfuerzos cíclicos CSR de esfuerzos cíclicos.	111
Figura 29 Comportamiento de cimentaciones soportadas sobre elementos RAP ante fuerzas inerciales.	113
Figura 30 Reducción del potencial de licuefacción en suelos mejorados con Geopier.	115
Figura 31 Valores estimados para las columnas de grava en función del número de golpes NSPT.	116
Figura 32 Arreglo de columnas de grava compactada en el suelo de fundación de la estructura de almacenamiento y conversión.	120
Figura 33 Columnas de grava compactada.	120
Figura 34 Arreglo de columnas de grava compactada en suelo de fundación de módulos de captación.	123

	16
Figura 35 Vista en planta de la bodega.....	131
Figura 36 Vista lateral de la bodega.....	132
Figura 37 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	134
Figura 38 Aceleración máxima esperada en el terreno (PGA) para Esmeraldas.	136
Figura 39 Espectros elásticos de aceleraciones obtenidas por los dos métodos que plantea la NEC-15.....	138
Figura 40 Propiedades para acero A36.....	140
Figura 41 Estructura del cuarto de almacenamiento.	140
Figura 42 Patrones de carga.	141
Figura 43 Combinaciones de carga definidas en SAP 2000.	142
Figura 44 Parámetros de diseño de estructuras de acero en SAP 2000.	143
Figura 45 Comprobación de esfuerzos en los elementos de acero.	143
Figura 46 Configuración de la estructura, vista frontal y lateral.....	145
Figura 47 Vista frontal del módulo de captación.....	145
Figura 48 Vista posterior del módulo de captación.....	145
Figura 49 Arreglo de paneles	146
Figura 50 Esquema de separación entre módulos.	147
Figura 51 Modelo en SAP 2000 de la estructura de captación de energía solar.	150
Figura 52 Combinaciones de carga para el diseño del módulo de captación.....	151
Figura 53 Diseño del módulo de captación en el programa SAP 2000.....	152
Figura 54 Espesor normalizado requerido de losa de cimentación para una relación de rigideces (kg/km) de 5	154
Figura 55 Esquema de armado de losa de cimentación de la estructura de almacenamiento.....	157

	17
Figura 56 Esquema de armado de losa de cimentación del módulo de captación.....	159
Figura 57 Tipos de cimentación para suelos poco competentes.....	160
Figura 58. Representación de un suelo licuable y un suelo no licuable en curvas de probabilidad de potencial licuable.	162
Figura 59 Potencial licuable del suelo analizado en el sondeo 1 a diferentes niveles, evaluados en función de la resistencia a la penetración corregida $N_{1,60}$ y a la relación de esfuerzos cíclicos CSR de esfuerzos cíclicos.....	167
Figura 60 Potencial licuable del suelo analizado en el sondeo 2 a diferentes niveles, evaluados en función de la resistencia a la penetración corregida $N_{1,60}$ y a la relación de esfuerzos cíclicos CSR de esfuerzos cíclicos.....	168
Figura 61 Potencial licuable del suelo analizado en el sondeo 3 a diferentes niveles, evaluados en función de la resistencia a la penetración corregida $N_{1,60}$ y a la relación de esfuerzos cíclicos CSR de esfuerzos cíclicos.....	169
Figura 62 Cargos tarifarios únicos para la provincia de Esmeraldas.	172
Figura 63 Planta de Generación fotovoltaica para la comunidad de Agua Fría.....	175

Resumen

El presente proyecto desarrolla las consideraciones estructurales y geotécnicas para cimentaciones de sistemas autónomos de generación fotovoltaica en zonas rurales remotas. Mediante la elaboración de una guía técnica basada en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 y el la American Society of Civil Engenieers ASCE 7-16, se definen los lineamientos necesarios para el diseño de cimentaciones de este tipo de estructuras. Estos lineamientos se validan en función de un caso de estudio, dónde, se presenta el diseño de la cimentación para una planta de generación fotovoltaica autónoma, en la comunidad rural de Agua Fría, perteneciente a la parroquia rural de Majua, en la provincia de Esmeraldas. El diseño se realiza con una proyección de 25 años, considerando la población futura y la capacidad requerida hasta ese año. El proyecto lo conforman 15 módulos de acero galvanizado como estructura de soporte para los paneles solares, y una bodega de estructura metálica, dónde se almacenan las baterías y los convertidores de energía. Las características del suelo de la zona de estudio se describen en base estudios de zonas aledañas, dónde se detectan suelos con alto potencial de licuefacción; por ello, para mitigar estos problemas, se plantea la implementación de columnas de grava compactada, y sobre el lecho mejorado, se realiza el diseño de losas de cimentación como mejor alternativa para las cargas que transmiten las estructuras. Finalmente, se presenta el presupuesto del proyecto, sus ventajas ambientales, socioeconómicas y el costo referencial por metro cuadrado.

Palabras clave:

- **ENERGÍA FOTOVOLTAICA**
- **CIMENTACIONES**
- **LICUEFACCIÓN**
- **COLUMNAS DE GRAVA COMPACTADA**

Abstract

This project develops the structural and geotechnical considerations for foundations of autonomous photovoltaic generation systems in remote rural areas. Through the elaboration of a technical guide based on the Ecuadorian Construction Standard NEC-15 and the American Society of Civil Engineers ASCE 7-16, the necessary guidelines for the design of foundations of this type of structures are defined. These guidelines are validated based on a case study, where the design of the foundation for an autonomous photovoltaic generation plant in the rural community of Agua Fria, belonging to the rural parish of Majua, in the province of Esmeraldas, is presented. The design is made with a 25-year projection, considering the future population and the capacity required until that year. The project consists of 15 galvanized steel modules as a support structure for the solar panels, and a metal structure warehouse where the batteries and energy converters are stored. The soil characteristics of the study area are described based on studies of neighboring areas, where soils with high liquefaction potential are detected; therefore, to mitigate these problems, the implementation of compacted gravel columns is proposed, and on the improved bed, the design of foundation slabs is performed as the best alternative for the loads transmitted by the structures. Finally, the economic budget of the project, its environmental and socioeconomic advantages and the reference cost per square meter are presented.

Keywords:

- **SOLAR PHOTOVOLTAICS**
- **FUNDATION**
- **LICUEFACTION**
- **COMPACTED GRAVEL COLUMNS**

Capítulo 1

Generalidades

Antecedentes

El creciente impacto ambiental ha impulsado el uso de energías renovables, y aunque representan un porcentaje escaso de la energía total consumida en la mayoría de los países; energías como, la energía solar y la eólica, constituyen las fuentes de energía renovable de mayor proyección en todo el mundo (Sánchez, 2012).

El balance Nacional de Energía en Ecuador, presenta información estadística correspondiente a potencia nominal en generación de energía eléctrica con su respectiva participación a nivel nacional, en dónde se detalla que el mayor porcentaje de generación corresponde a energía hidráulica con un 58.45%, seguido de la térmica MCI con 23.46%, térmica turbogas con 10.16%, biogas 7.26%, térmica turbovapor con 5.62%, biomasa con 1.66%, fotovoltaica con 0.32% y eólica con 0.24% (ARCONEL, 2020). El uso de energías limpias está tomando fuerza en el Ecuador, con ello, el uso de energía fotovoltaica como mejor alternativa de abastecimiento en pequeñas ciudades se abre camino. Además, porque la mayoría de la potencia instalable se encuentra en parques o huertos solares ubicados en zonas rurales. Esto es así porque el coste del suelo rústico es menor, lo que permite centrales solares de mayor extensión en superficie con las que se alcanzar ponencias mucho mayores (Sánchez, 2012).

Ecuador es uno de los países que no ha alcanzado una cobertura eléctrica para el 100% de su población, esto se convierte en un problema social porque, la falta de servicios básicos en una comunidad impide el desarrollo y crecimiento económico de la misma. La parroquia rural de Majua se encuentra ubicada al sureste del cantón Esmeraldas a 45km del centro de la ciudad de Esmeraldas. Esta parroquia cuenta con

15 comunidades rurales asentadas en las riberas del río Esmeraldas, comunidades que carecen de un sistema de electricidad formal.

Ecuador se encuentra dentro del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico lo que lo convierte en una zona de alta actividad sísmica, prueba de ello son los eventos como el de 1906 con epicentro en la frontera con Colombia, con una magnitud de 8.8 Mw; el sismo de Bahía de Caráquez en agosto de 1997 con una magnitud de 7.1 y el reciente sismo en abril del 2016 con una magnitud de 7.8 Mw (Quinde & Reinoso, 2016). Estos eventos dejan en evidencia los problemas relacionados al diseño sismorresistente en el Ecuador, si bien el país cuenta con una guía de diseño sísmico para estructuras convencionales, no existe una guía de diseño para estructuras con sistemas fotovoltaicos integrados o para sistemas fotovoltaicos autónomos instalados sobre el suelo.

El presente proyecto toma como punto de partida normativas internacionales como la ASCE (American Society of civil Engineers) y nacionales como la NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción) para definir las consideraciones geotécnicas y estructurales para las cimentaciones de sistemas fotovoltaicos autónomos instalados sobre el suelo. Estas consideraciones serán adaptadas a las condiciones de la zona de análisis.

Planteamiento del Problema

Macro

La emisión de gases contaminantes resultado de la generación de energía por combustibles fósiles ha producido daños en el medio ambiente que, a pocos años se convertirán en irreparables, es por ello por lo que, se ha incentivado el uso de energías renovables, como la energía solar fotovoltaica. Las características de este tipo de

energía la convierten en un tipo de energía amigable con el medio ambiente y es una de las mejores alternativas para proporcionar electricidad a zonas rurales.

El índice de cobertura eléctrica disponible actualmente para los países de América Latina y el Caribe no cuentan con características de homogeneidad, consistencia y confiabilidad. Haití es uno de los países con menor cobertura eléctrica con tan solo el 27.78% del total de su población hasta el 2010, seguido de Nicaragua con un porcentaje de cobertura de 65%, estos datos revelan la necesidad de crear redes de distribución de energía eléctrica (Ferreira, 2012).

Meso

Ecuador ha implementado el uso de energía fotovoltaica como alternativa a dos problemáticas: la contaminación ambiental y la escasez del petróleo a largo plazo. Uno de los proyectos que ejemplifican esto, es la planta fotovoltaica de Galápagos, en la Isla San Cristóbal. Este proyecto apoya a la iniciativa “Cero Combustibles Fósiles en las Islas Galápagos”. Además de las ventajas ambientales que traen estos sistemas de generación eléctrica, son la mejor alternativa para llevar electricidad a zonas rurales remotas (Ministerio de Energía y Recursos Natural No Renovables, 2018). Ecuador presentó un índice de cobertura del 97.33% hasta el 2017 es decir que un 2.68% de la población no cuenta con acceso a electricidad hasta ese año, esta problemática se concentra en zonas rurales de difícil acceso (Huiracocha, 2018).

Ecuador no cuenta con una guía para el diseño de cimentaciones de sistemas fotovoltaicos colocados sobre el suelo, si bien la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 cuenta con un capítulo específico para cimentaciones, no existe un estudio enfocado en la incidencia de este tipo de estructuras en particular y es evidente que la implementación de parques fotovoltaicos, son un hecho para sustituir la generación de energía por combustibles fósiles.

Micro

Esmeraldas es una provincia ubicada en la zona norte de Ecuador, cuenta con 7 cantones entre ellos el cantón Esmeraldas compuesto de parroquias urbanas y rurales como Majua. La parroquia de Majua la componen 15 comunidades rurales ubicadas de manera dispersa en las riberas del estero Majua. Estas comunidades son asentamientos poblacionales de entre 100 y 200 personas, con inexistentes redes viales que permitan la comunicación permanente y eficiente entre ellas. La situación actual de la comunidad tiene como consecuencia, dotación de energía parcial o inexistente, lo que obliga a sus habitantes a acudir a recursos poco convencionales y seguros como el uso de baterías de auto para generar corriente eléctrica; este es el caso de la comunidad rural de Agua Fría. (GAD provincial de Esmeraldas, 2015).

La electricidad es uno de los recursos que impulsan al desarrollo de una ciudad, por tanto, en zonas como estas, la falta de electricidad se convierten en un problema social que puede ser solventado con la implementación de plantas fotovoltaicas. Este tipo de energía es considerada una de las mejores alternativas de generación eléctrica sustentable para estas zonas.

La funcionalidad a largo plazo de este tipo de estructura se garantiza al realizar las consideraciones estructurales y geotécnicas adecuadas al tipo de suelo de la zona de estudio. Si bien, las cargas que inciden en la cimentación son pequeñas no existe una guía de diseño para este tipo de estructuras. El nivel de sismicidad de la región y el tipo de suelo de la zona de estudio son de cuidadoso análisis, por tanto, una guía de diseño para cimentaciones, enfocada en estructuras de sistemas fotovoltaicos es un requerimiento importante (Sánchez, 2012).

Justificación

El impacto ambiental producto del uso de combustibles fósiles para la generación de energía, es un hecho alarmante para la comunidad mundial. Ecuador ha tomado conciencia de esto y se han dado los primeros pasos para el uso de energías renovables como la energía fotovoltaica. A más de las ventajas que conlleva la sustitución de energías no renovables por energías renovables, el uso de energía fotovoltaica es una de las principales alternativas para generación de electricidad en zonas rurales remotas. Ecuador es uno de los países que no ha alcanzado la cobertura total de electricidad en su población, ejemplo de ello son las comunidades rurales costeras, como la comunidad de Agua Fría en Majua, parroquia del cantón Esmeraldas en la provincia de Esmeraldas.

Una cimentación mal diseñada, se traduce en la posibilidad de que, tanto la propia estructura como las estructuras colindantes sufran asentamientos diferenciales que conllevan a la estructura al deterioro y en ocasiones al colapso. Con la elaboración de una guía que contemple todas las consideraciones estructurales y geotécnicas para las cimentaciones de estructuras que sostienen paneles fotovoltaicos, el presente proyecto pretende solventar no solo las condiciones poco apropiadas de zonas rurales remotas, sino que además será el precedente para la extensión de estudios a estos tipos de zonas, tratando además un problema social.

Objetivos

Objetivo General

Establecer consideraciones estructurales y geotécnicas de cimentaciones para el apropiado comportamiento de sistemas fotovoltaicos apoyados en el terreno, en zonas rurales remotas.

Objetivos Específicos

- Identificar las cargas asociadas a los diferentes tipos de sistemas fotovoltaicos autónomos existentes en el mercado.
- Determinar las condiciones de sitio del caso de estudio a través de referencias bibliográficas y estudios en zonas aledañas.
- Realizar una propuesta de la mejor alternativa de cimentación para las condiciones determinadas.

Hipótesis

La funcionalidad durante la vida útil de una planta fotovoltaica depende de las consideraciones geotécnicas y estructurales de sus cimentaciones.

Contenido del documento

El documento presenta en su primer capítulo la justificación y la problemática que promueven al proyecto, planteando los objetivos y delimitando el alcance de la investigación. A continuación, en el Capítulo 2 se presenta el resultado de la revisión bibliográfica de conceptos básicos, temas relacionados y de importancia para el proyecto; posteriormente, en el Capítulo 3, se presentan dos secciones principales, la primera contiene las consideraciones geotécnicas a tomar en cuenta cuando se realiza cualquier tipo de proyecto, entre ellas una lista de los principales puntos que debe tener un informe geotécnico, estos lineamientos se basan en su mayoría en la NEC-SE-GC y otros documentos como informes, libros, artículos, etc. La segunda parte contiene las consideraciones estructurales enfocadas específicamente en este tipo de estructuras, tomando como base la Normativa Ecuatoriana de la Construcción y la Normativa Americana. En el Capítulo 4 se desarrolla el caso de estudio, donde se presenta el diseño de la planta fotovoltaica, inicialmente se define y describe el tipo de suelo, seguido de la justificación y el cálculo de un mejoramiento con columnas de grava

compactada para finalmente sugerir el tipo de cimentación adecuada bajo estas características, a continuación se presenta el diseño de las estructuras de almacenamiento y conversión, y los módulos de captación, mediante el software SAP 2000, esto permite obtener las cargas requeridas para realizar el diseño de la cimentación sugerida. Seguido, se presenta el presupuesto del proyecto en base a documentos actualizados de precios disponibles en el mercado vigentes a la fecha. En el capítulo 5 se presenta el análisis de resultados y finalmente las conclusiones y recomendaciones del proyecto.

Capítulo 2

Marco Teórico

Antecedentes investigativos

Geotecnia y Diseño de Cimentaciones NEC-SE-GM

La Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC -15, en su capítulo de Geotecnia y Cimentaciones, establece los requisitos y recomendaciones de ingeniería para lograr los criterios básicos de diseño en elementos en contacto con el suelo. El objetivo de diseño es garantizar el comportamiento adecuado en estructuras como: edificaciones, puentes torres, silos, etc. (NEC-SE-GM, 2015). Esta normativa no provee las consideraciones ingenieriles para las cimentaciones de estructuras de sistema de generación fotovoltaica, pero constituye un punto de partida para el estudio.

El diseño de excavaciones y cimentaciones según la NEC-SE-GM (2015), se regirá a la comprobación de estados límite de falla: capacidad de carga bajo criterio de resistencia al corte y estado límite de servicio: carga bajo criterio de asentamiento.

Estado límite de falla

Según Sánchez (2012), los estados límite últimos pueden ser relativos al terreno o a la propia cimentación que incluyen los siguientes modos de falla:

Estabilidad global: cuando el conjunto de la estructura y su cimiento pierden su estabilidad sin que se produzcan fallos globales; hacen referencia a las posibles líneas de rotura que engloban a toda la cimentación o a parte de ella.

Hundimiento: Cuando las cargas verticales van hacia abajo y se agota la suma de la resistencia del terreno a compresión.

Arranque: cuando las cargas verticales van hacia arriba y se agota la resistencia por rozamiento del terreno.

Rotura transversal del terreno: Cuando los empujes transversales producen presiones en el terreno que agotan su capacidad portante, produciéndose movimientos transversales y/o giros inadmisibles.

Estado límite de Servicio

Los estados límite dependen del tipo de cimentación en análisis. En cimentaciones superficiales se consideran las roturas localizadas o las vibraciones excesivas. En cimentaciones profundas es necesario únicamente hacer la comprobación de los movimientos excesivos de la cimentación que son causados por deformaciones del terreno e impiden la correcta funcionabilidad de la estructura (Sánchez, 2012).

Cargas sísmicas y diseño sismo resistente NEC-SE-DS

La normativa Ecuatoriana de la Construcción maneja un capítulo referente a diseño sismo resistente, el cual proporciona los requisitos mínimos para el diseño de estructuras expuestas a sollicitaciones sísmicas. La sección 3.2 referente a la geología local presenta 6 los tipos de perfil suelo que se muestran en la siguiente tabla (véase Tabla 1).

Tabla 1

Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500\text{m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500\text{ m/s} > V_s \geq 760\text{ m/s}$

Tipo de perfil	Descripción	Definición
C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda, que cumpla con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelo rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelo rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 50.0$ $100 \text{ KPa} > S_u \geq 100 \text{ KPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ KPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	F1- Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2- Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 7.5 m con [índice de Plasticidad IP > 75)	
	F3- Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4- Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30 m)	
	F5- suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6- Rellenos colocados sin control ingenieril	

Nota. Recuperado de Norma Ecuatoriana de la Construcción Peligro Sísmico y Diseño Sismoresistente NEC-SE-DS 2015.

Fundamentación teórica

Métodos de diseño enfocados a la geotécnica

Método de Esfuerzos Admisibles

Este método parte del principio de que el suelo de cimentación no puede verse sometido a presiones mayores que la Presión Admisible.

Con el tiempo este método fue desechado, ya que con el mismo no se puede medir de forma exacta cual es la seguridad que se introduce en el diseño. Además, en el término que representa la acción de las cargas no se toma en cuenta la seguridad, y el modelo que se asume para el diseño, se aleja demasiado del comportamiento real, por lo que, con este procedimiento los diseños que se obtienen distan mucho de ser óptimos y racionales; siendo esto una razón más para la búsqueda de métodos de diseño más efectivos y económicos (León B. , 2018).

Método del Factor de seguridad Global

Posteriormente surge el Método del Factor de Seguridad Global, en esta metodología toma como hipótesis que al aplicar un factor de seguridad global lo suficientemente grande, como 3, se garantiza que el estado tensional que se genera en la base es tal, que puede considerarse la misma como un medio linealmente deformable, y por tanto serán válidas las teorías clásicas que se emplean en la mayoría de los casos para el cálculo de los asentamientos (León B. , 2018).

Método del diseño de factor de carga y resistencia

El método Load and Resistance Factor Design LRFD consiste en aumentar las cargas de diseño al multiplicar dichas cargas por factores de mayoración y a disminuir la resistencia de diseño al multiplicarla por factores de resistencia, todo esto con el objetivo de “verificar los estados límites último, de servicio y de eventos extremos de las estructuras, para que satisfaga los requisitos mínimos de seguridad, de servicio y de operación exigidos” (Galarza, y otros, 2012).

Esta metodología de diseño aplica factores de cargas y modificadores de cargas para cada tipo de carga, de igual manera se aplica un factor de resistencia a ser aplicado a la resistencia nominal. El objetivo de esta metodología se asegura con la comprobación de que la suma de las cargas de la estructura no exceda la resistencia de

esta; por tanto, se debe cumplir ecuación (1). Esta ecuación es aplicable de acuerdo con la condición de estados límite que se definan. (Galarza, y otros, 2012).

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \varphi R_n = R_r \quad (1)$$

Donde:

Q : Carga mayorada total.

Q_i : Solicitaciones de las cargas.

η_i : Modificador de carga.

γ_i : Factor de carga.

R_r : Resistencia de diseño factorada.

R_n : Resistencia nominal (Resistencia última).

Energía fotovoltaica

La energía solar o energía fotovoltaica como se menciona en Grupo de Nuevas Actividades Profesionales del COIT, NAP (2002) “Es una tecnología que genera corriente continua (potencia media en vatios o Kilovatios) por medio de semiconductores cuando estos son iluminados por un haz de fotones” (pág. 2). El material semiconductor son componentes de las células solares, la incidencia de la luz sobre estas células crea potencia eléctrica, misma que desaparece cuando la luz cesa. La energía solar a diferencia de las plantas de combustibles fósiles que provocan emisiones peligrosas para el medio ambiente usa fuentes limitadas, su coste tiende a crecer y no son modulares; es una de las tecnologías más fiables para la sustitución a energías renovables (NAP, 2002).

Un sistema fotovoltaico es el conjunto de equipos eléctricos y electrónicos que producen energía eléctrica a partir de la radiación solar. Las células que componen el

módulo son capaces de transformar la energía luminosa incidente en energía eléctrica de corriente continua (Perpiñan, 2013).

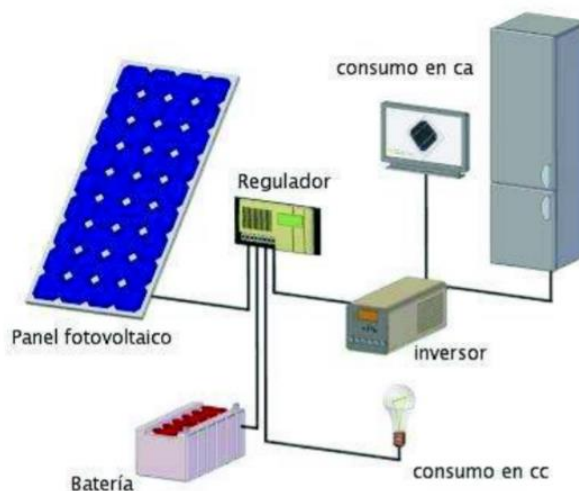
Sistemas fotovoltaicos autónomos

“Un sistema fotovoltaico autónomo (SFA) produce energía eléctrica para satisfacer el consumo de cargas eléctricas no conectadas a la red, empleando un sistema de acumulación energético para hacer frente a los periodos en los que la generación es inferior al consumo” (Perpiñan, 2013). Este tipo de sistemas son ideales para abastecer a zonas rurales remotas dónde no es posible que el sistema de generación se conecte a la red por inexistentes redes viales que permitan la permanente conexión a otros puntos de suministro eléctrico.

Un sistema fotovoltaico autónomo cumple con el objetivo de satisfacer de manera correcta cierta demanda energética, es así como se mide la calidad del este, por ello, es de vital importancia el diseño y dimensionamiento adecuado; para así evitar fallas o incrementos en los costes. Este tipo de sistemas están compuestos principalmente por 3 elementos: un generador, un sistema de control y las baterías (Rodríguez & Sarmiento, 2011). La corriente proveniente de este tipo de generación no puede ser conectada directamente a los aparatos eléctricos porque no corresponde al tipo de corriente que requieren estos, por ello, es importante el uso de un inversor de energía, siendo el elemento que define la capacidad de generación del sistema fotovoltaico (véase Figura 1) (Itaz, 2017).

Figura 1

Componentes de un sistema autónomo o aislado de la red.



Tomado de *Estudio de factibilidad de un sistema de generación fotovoltaico para brindar servicio al edificio sede de la Organización Latinoamericana de Energía* (pág. 34), por K. V. Itaz, 2017.




Panel solar

Un panel solar está compuesto por el conjunto interconectado de módulos solares estos módulos a la vez están constituidos de células conectadas eléctricamente, encapsuladas y montadas sobre una estructura de soporte. Los módulos tienen por objeto la captación de la radiación solar y su potencia depende de la cantidad y calidad de las células ya que estas tienen la capacidad de convertir la luz en electricidad (Ugarte, 2014).

Los paneles de acuerdo con la estructura del material que compone sus células se clasifican en tres tipos: Célula de Silicio Monocristalino, Célula de Silicio Policristalino y Célula de Silicio Amorfo, en la Tabla 2 se presenta un resumen de sus características básicas (Díaz & Carmona, 2010).

Tabla 2

Características de las células fotovoltaicas de Silicio.

Células	Silicio	Rendimiento		Características	Fabricación
		Teórico	Real		
	Monocristalino	24%	15-18 %	Color azul homogéneo con conexiones visibles	Se obtiene de silicio puro dopado con boro
	Policristalino	19-20 %	12-14 %	Distintos tonos azules en una superficie estructurada de cristales	Igual que el monocristalino pero de menor número de fases de cristalización
	Amorfo	16%	< 10 %	Color azul homogéneo sin conexiones visibles entre células	Posee la ventaja de depositarlo como lámina delgada sobre un sustrato de vidrio o plástico

Nota. Recuperado de Instalaciones Solares Fotovoltaicas, 2010, por Díaz y Carmona.

El peso del panel varía de acuerdo con sus características físicas y su capacidad. En la Tabla 3 se presentan pesos referenciales de los paneles de acuerdo con el tipo de células de Silicio y a la capacidad de voltaje.

Tabla 3

Peso de módulos solares.

Tipo	Voltaje <i>V</i>	Potencia <i>Wp</i>	Dimensiones <i>mm</i>	Peso <i>kg</i>
Monocristalino	24	365	1956x992x40	22,8
Monocristalino	24	230	1320x992x35	15,3
Monocristalino	12	230	1560x700x35	12
Policristalino	30	270	1640x992x40	18,8
Policristalino	24	220	1320x992x35	15,3
Policristalino	12	110	1120x670x30	8,4
Policristalino	12	50	540x680x25	4,5
Policristalino	12	25	540x350x17	2,6
Policristalino	12	15	350x350x17	1,5
Policristalino	12	5	300x230x20	1

Nota. Adaptado de Renova Energía, 2020, por RENOVA ENERGIA.

Acumulador electroquímico

El acumulador electroquímico “es una batería secundaria o recargable, capaz de almacenar energía eléctrica mediante una transformación de energía electroquímica, es capaz de dar autonomía al sistema fotovoltaico al satisfacer los requerimientos de consumo en cualquier momento, independientemente de la generación” (Perpiñan, 2013, pág. 95).

Regulador de carga

El regulador de carga “es un equipo electrónico capaz de evitar la sobrecarga y la descarga excesiva de un acumulador cuando se alcanza determinados umbrales, generalmente determinados por la tensión en bornes de la batería” (Perpiñan, 2013, pág. 102). Además, evita la descarga de la batería en periodos de escasez de luz solar asegurando el funcionamiento al punto de eficacia máxima. Los reguladores tienen microcontroladores programados para adaptarse a diferentes situaciones de forma

avanzada y garantizar el correcto funcionamiento de un sistema fotovoltaico (Ugarte, 2014).

Inversor

Dispositivo electrónico que tiene por objeto la conversión de la corriente generada por los paneles fotovoltaicos (corriente continua) a un tipo de corriente compatible a la electrificación de viviendas (corriente alterna) (Ugarte, 2014).

Dimensionamiento de un Sistema Fotovoltaico Autónomo

Este proceso de dimensionamiento constituye una serie de pasos para garantizar el correcto balance de energía, balance que se representa en la ecuación (2) (Ortega & Boada, 2013).

$$\text{Energía generada} = \text{energía consumida} + \text{pérdidas del sistema} + \text{acumulación} \quad (2)$$

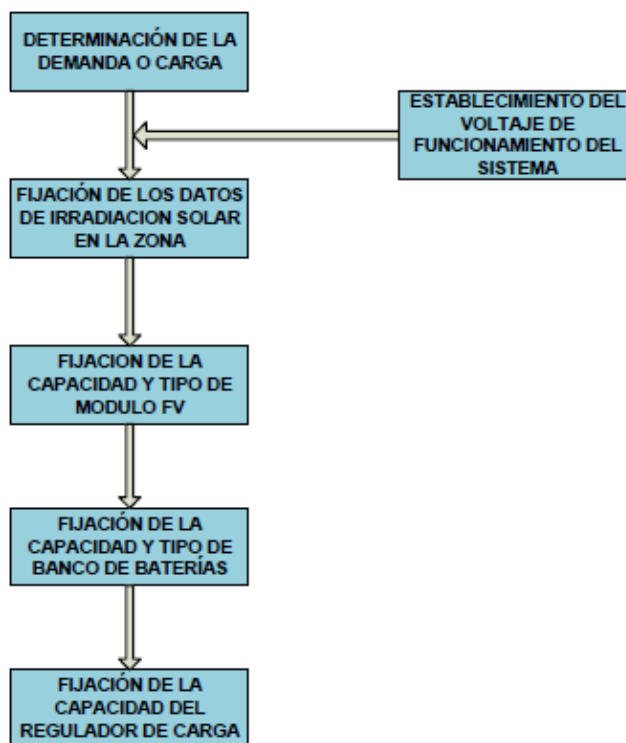
El dimensionamiento de los elementos depende de la energía requerida para una demanda definida y de la disposición de la radiación disponible en la zona, a partir de ello se decide el tamaño del generador fotovoltaico y acumulador.

El tamaño del generador y del acumulador están definidos por sus respectivas capacidades normalizadas con la energía solicitada, L . Así, la capacidad del generador, C_A , es la relación entre la energía media que puede producir el generador y la energía consumida por la carga en un periodo determinado. (Perpiñan, 2013, pág. 104)

El sistema de generación debe ser capaz de satisfacer de manera continua la demanda calculada en la zona de estudio, para ello es importante verificar cómo mínimo el proceso que se detalla a continuación:

Figura 2

Diagrama de flujo para el diseño de un Sistema aislados de generación Fotovoltaica.



Tomado de *Procedimiento Técnico para la Implementación de Micro centrales Eléctricas Utilizando Paneles Fotovoltaicos* (pg. 97), por I. Ortega, 2013, UPS.

Sismicidad en el Ecuador

Ecuador es un país ubicado dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico y que atraviesa una gran falla geológica entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, por tanto, existen altos niveles de sismicidad en toda la zona ecuatoriana evidencia de ello son los eventos sísmicos a través de la historia, como el de 1906 en la costa ecuatoriana con magnitud de (Mw) 8.8, el sismo de Bahía de Caráquez en 1997 con una magnitud de (Mw) 7.1 y el sismo de Pedernales en el 2016 con una magnitud de

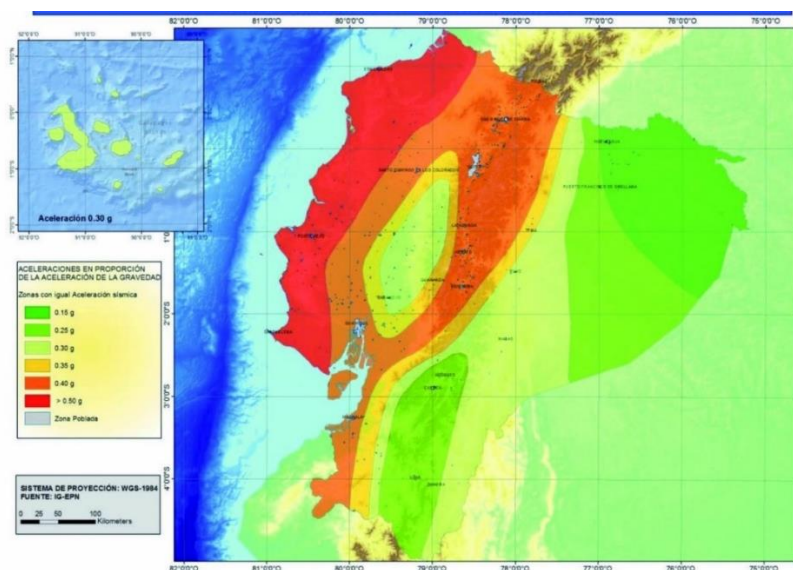
(Mw) 7.8. Estos eventos han expuesto los problemas de diseño sismorresistente en el país (Quinde & Reinoso, 2016).

La convergencia de la placa de Nazca y la placa continental de Sudamérica generan una *zona de subducción* que han generado distintas deformaciones en la corteza continental, creando así zonas de hasta 760 msnm de altura y subsidencia en la región costera (Chunga, Martillo, Pazmiño, Quiñonez, & Huaman, 2013).

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015), presenta un mapa de zonificación sísmica para propósitos de diseño, este mapa reconoce que “La subducción de la placa de Nazca debajo de la placa Sudamericana es la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador” (pág. 91). A más de esto, el sistema de fallas local superficial provocan sismos importantes en extensas zonas del territorio ecuatoriano, por tanto, la creación de un mapa para determinar y clasificar las zonas con mayor y menor riesgo sísmico es de los mayores aportes (véase Figura 3).

Figura 3

Mapa de zonificación para diseño sísmico.



Tomado de la *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS* (pág. 112), 2011.

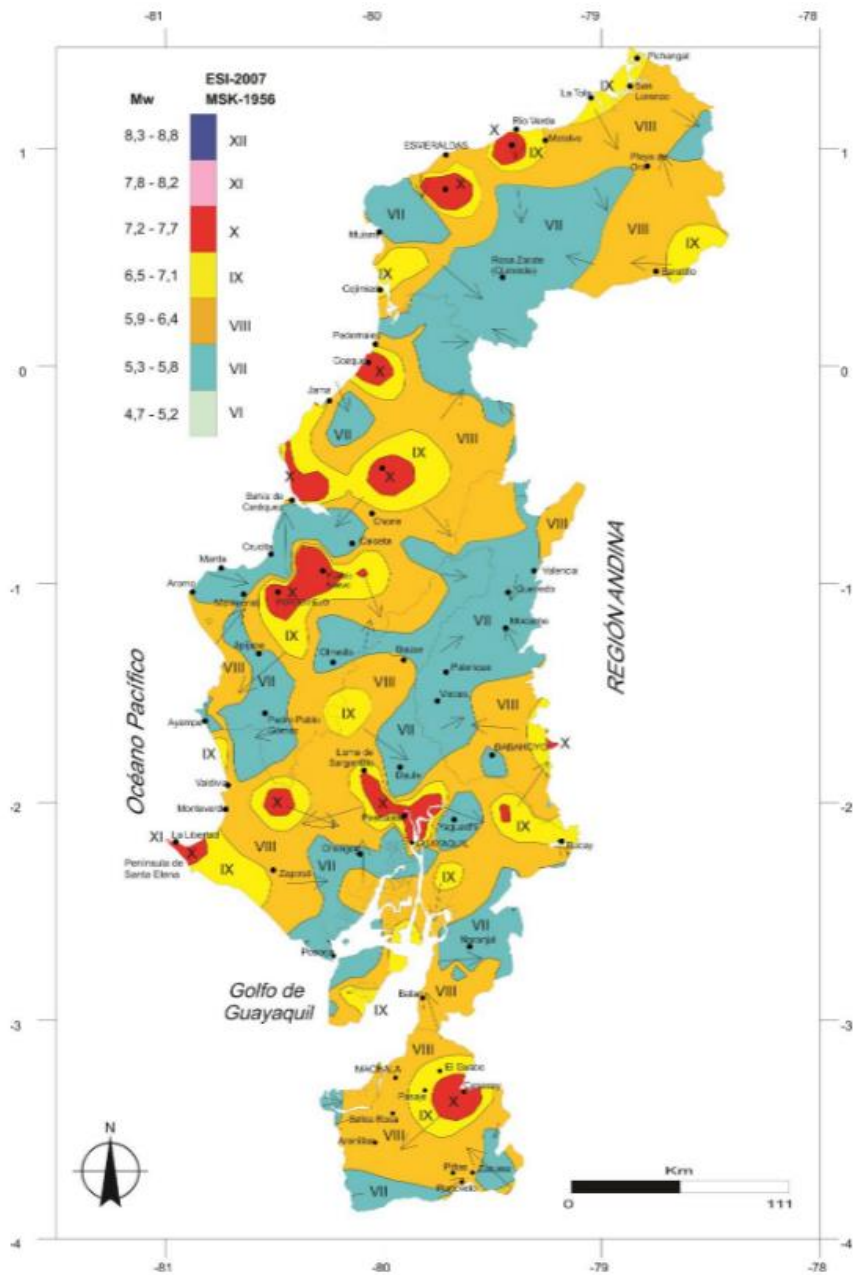
Sismicidad en la costa del Ecuador

La costa ecuatoriana se caracteriza por tener una morfo-estructura compleja, diferencias de relieves y cuencas de ante-arcos, todas estas son producto de la tectónica activa interplaca. Esta interplaca también conocida como zona de subducción tiene su origen en la convergencia de dos tipos de placas; la placa oceánica de Nazca y la placa continental Sudamericana, dando origen a zonas de subsidencia tectónica en esta región (Chunga et al., 2013).

Los registros sísmicos en la zona costera del Ecuador reportan terremotos de más de (Mw) 7.75. Uno de los sismos más fuertes alrededor del mundo se produjo en la zona de Tortuga, Esmeraldas, el 3 de enero de 1906 con una magnitud de (Mw) 8.8 a 25km de profundidad. Este evento “se atribuye a un desplazamiento de ruptura cortical de cerca de 500 km de longitud, que se extiende costa afuera desde los límites de Bahía de Caráquez hasta Tumaco (Colombia); posteriormente ha sido reactivada en 1942 (Mw 7.9), 1958 (Mw 7.8), 1979 (Mw 8.1).” (Chunga et al., 2013, pág. 4). En la Figura 4 se presenta la estimación de máximos niveles de sismicidad para la costa ecuatoriana con las escalas de intensidades esperadas (escala de Mercalli MSK-1956 y la escala de intensidad macrosísmica ESI-2007) y la relación con los momentos de magnitudes (Mw), la recopilación de datos pertenece al periodo de 1541-2008 (Chunga et al., 2013).

Figura 4

Estimación de máximos niveles de sismicidad para la costa ecuatoriana.



Tomado de *Estimación de máximos niveles de sismicidad para el Litoral Ecuatoriano a través de la integración de datos geológicos y sismo tectónicos* (pág. 11), por Chunga et al., 2013, Revista Científica y tecnológica UPSE.

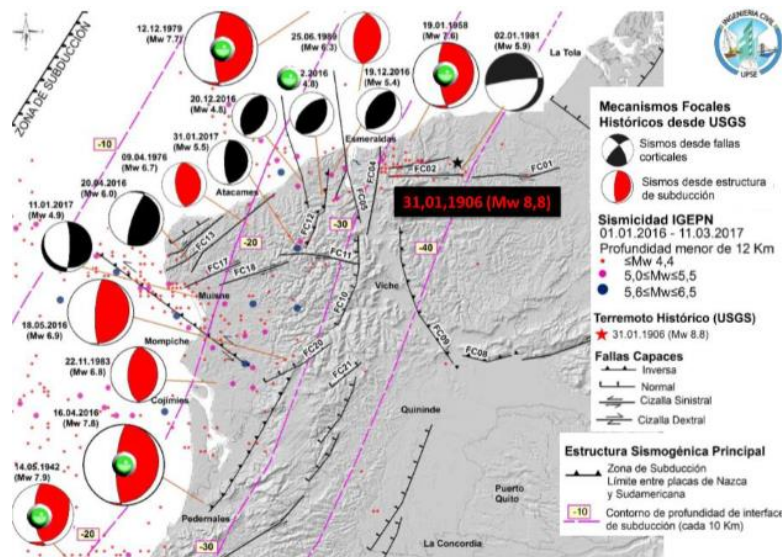
Sismicidad en la provincia de Esmeraldas

La provincia de Esmeraldas está ubicada en la zona norte de la costa ecuatoriana y se encuentra a 53 y 121 km de distancia de la estructura sismogénica de subducción, esta estructura puede ser considerada una amenaza natural debido a los potenciales efectos co-sísmicos primarios y secundarios que pueden afectar a las zonas más densamente pobladas. Adicional a esta fuente sismogénica se deben considerar también las fallas geológicas corticales, ya que estas podrían generar terremotos de magnitudes de entre 6.0 y 7.1 Mw (Huaman, 2019).

En la Figura 5 se puede observar una recopilación de los mayores sismos ocurridos en la provincia de Esmeraldas para las dos principales fuentes sismogénicas.

Figura 5

Mapa sismo tectónico de la costa norte de Ecuador.



Tomado de *Determinación del comportamiento sísmico de edificaciones de 4, 7 y 12 pisos ubicados en las ciudades de Manta, Esmeraldas, Quito y Ambato, a través de acelerogramas artificiales* (pág. 22), por Chariguamán, 2021, Universidad Central del Ecuador.

Estructuras características para sistemas de generación fotovoltaica fijos

Estas estructuras se diseñan para resistir esfuerzos mecánicos producidos por el peso de paneles solares. El diseño se considera con la inclinación apropiada de acuerdo con las condiciones de sitio. Cada estructura se coloca a una distancia tal que, ninguna estructura le haga sombra a otra en ningún momento del día. Estas estructuras además deben tener una adecuada respuesta a las condiciones de intemperie para garantizar las propiedades físicas y mecánicas a través de los años (Novoa, 2015).

Los módulos solares se colocan sobre estructuras de acero o aluminio con agrupaciones que forman mesas de 2 a 5 paneles, estas estructuras se forman por entramados de barras en dirección transversal con uno o 2 pilares. Entre los tipos más usados se puede destacar el pórtico con arriostramiento excéntrico, el pórtico con arriostramiento en cruz San Andrés y el monoposte como se muestra en la Figura 6 (Sánchez, 2012).

Figura 6

Tipos de entramados para estructuras de soporte fijo.



Tomado de *Bases para el proyecto de cimentaciones de pilotes hincados para estructuras de apoyo de placas en parques solares fotovoltaicos* (pág. 1406), por Sánchez, 2012, XVI Congreso Internacional de Ingeniería de Proyectos.

Si bien las cargas incidentes en este tipo de estructuras no son grandes, existen factores a considerar para su diseño; como la situación geográfica, la cual nos indica el ángulo adecuado para obtener la mayor eficiencia de acuerdo con la radiación de la zona. Además, las condiciones climáticas como: la velocidad del viento para controlar el montaje de seguridad y el número de fijaciones, la humedad de la zona como factor determinante de la abrasión o corrosión del material y el promedio anual de caída de granizo, este factor también se considera para el cálculo de la inclinación adecuada de la estructura con la finalidad de evitar la acumulación de este sobre los paneles (SACLIMA, 2016).

Las estructuras utilizadas en parques solares tienen la ventaja de minimizar el costo de instalaciones y mantenimiento ya que, al colocar varios módulos en una sola hilera, la cantidad de ajustes es menor que en estructuras individuales (SACLIMA, 2016).

Cimentaciones características para sistemas de generación fotovoltaica

Las cargas incidentes en la cimentación de este tipo de sistemas son: el peso propio de la estructura de soporte y del panel o carga gravitatoria y las cargas por viento, siendo la segunda la de mayor intensidad en comparación a la primera, la interacción de estos dos tipos de fuerzas, generan esfuerzos de succión y esfuerzos horizontales, generando combinaciones de cargas poco comunes en cualquier otro tipo de obra civil (León, Simancas, & León, 2017).

En las construcciones de los primeros parques de generación fotovoltaica se da como solución para las cimentaciones, cimentaciones superficiales como zapatas apoyadas o embebidas en el terreno o vigas de cimentación (véase Figura 7) y cimentaciones profundas como pilotes cortos de pequeño diámetro (véase Figura 8)

siendo estos los más utilizados por factores como malas condiciones de apoyo en la superficie, situaciones legales o facilidad de montaje (Sánchez, 2012).

Figura 7

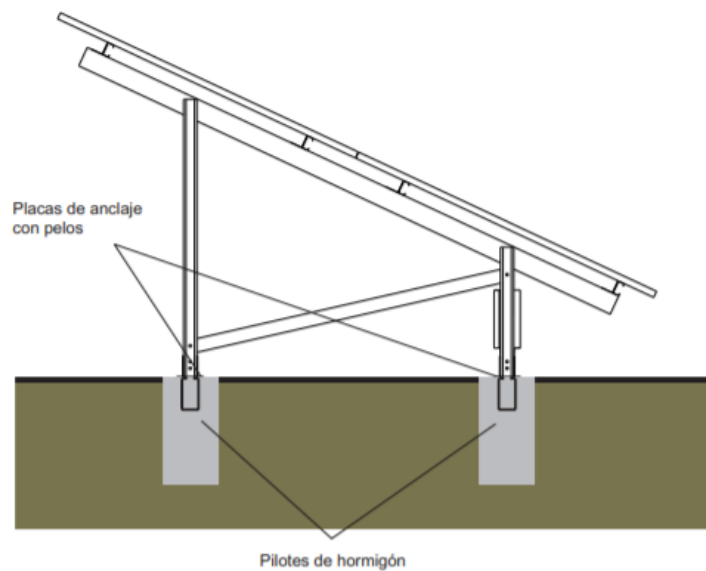
Estructura con cimentación tipo zapata aislada embebida en el terreno.



Tomado de *Las Plantas Fotovoltaicas en el paisaje. Tipificación de impactos y directrices de integración paisajística* (pág. 140), por Mérida, Lobón, & Perles, 2010, Nimbus.

Figura 8

Estructura con cimentación tipo pilote de hormigón.

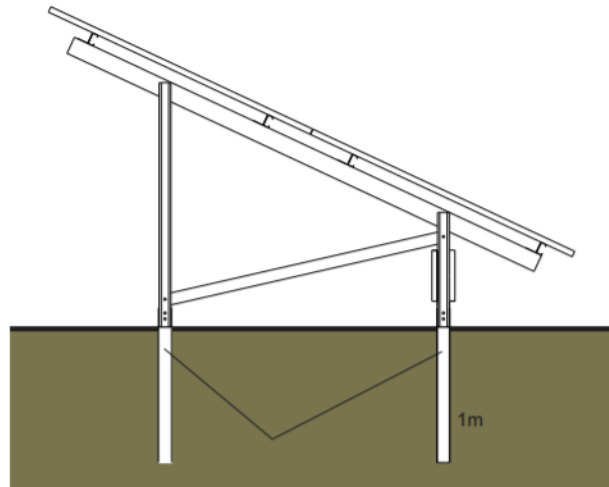


Tomado de *Innovación en Estructuras Metálicas para Soportes Solares* (pág. 7), por IDERO SOLAR, 2018, IDERO S.R.L.

La tendencia actual para las cimentaciones de este tipo de estructuras ronda entre: perfiles de acero tipo H, I o C hincados directamente sobre el terreno en zonas con suelos de dureza normal (véase Figura 9) y en zonas con suelos duros o muy blandos, se propone el uso de tornillos de acero colocados mediante pretaladro para asegurar la colocación topográfica adecuada del tornillo (SACLIMA, 2016). En la Figura 10 se puede observar algunos tipos de tornillos de cimentación.

Figura 9

Estructura con cimentación de perfiles hincados.



Tomado de *Innovación en Estructuras Metálicas para Soportes Solares* (pág. 7), por IDERO SOLAR, 2018, IDERO S.R.L.

Figura 10

Tipos de tornillos de cimentación.



Tomado de *Cimentaciones en Plantas Solares Fotovoltaicas*, por León et al., 2017, Obras Urbanas.

Capítulo 3

Guía de Consideraciones Geotécnicas y Estructurales para Cimentaciones

La presente guía contiene los requerimientos mínimos para diseño de cimentaciones de sistemas de generación fotovoltaica en zonas remotas, no es un manual de diseño por tanto las consideraciones descritas están sujetas al criterio del profesional de ingeniería.

Consideraciones geotécnicas

Generalidades

Las consideraciones geotécnicas propuestas reflejan los criterios básicos para el estudio geotécnico del sitio de implantación de estructuras para sistemas de generación fotovoltaica. Se considera el estudio del subsuelo y la geomorfología del suelo con el objetivo de obtener los datos necesarios para evaluar las características geomecánicas del sitio de implantación del proyecto y a partir de estos datos, definir valores que garanticen que los esfuerzos transmitidos por la estructura sean menores a los esfuerzos admisibles del suelo (NEC-SE-GM, 2015).

De acuerdo con el mejor criterio considerando los valores de asentamiento diferencial, los efectos dinámicos del suelo y el diseño de la cimentación, se permite incluir cualquier mejora del terreno de implantación del proyecto (ASCE/SEI 7-16, 2017).

Reconocimiento del sitio del proyecto

El especialista geotécnico debe realizar una visita al lugar de implantación del proyecto con la finalidad de reconocer aspectos importantes como: vegetación, clima, geología, construcciones cercanas, evidencia de asentamientos, identificación de áreas de posibles campamentos y almacenamiento de equipos, fuentes de agua cercanas etc. Además de reconocer y marcar los lugares dónde se realizarán las perforaciones, determinar el equipo adecuado de acuerdo con las condiciones de lugar y la facilidad de

acceso para el ingreso de estos. El reconocimiento del sitio conlleva un trabajo de oficina dónde el ingeniero especialista realizará un análisis todo tipo de información disponible del lugar, lo que le permite, de ser el caso, informar de la necesidad de presentar permisos para el ingreso al lugar, los problemas que se pudieran presentar con instalaciones públicas o privadas y planificar toda la logística para realizar la exploración de campo (Galarza, y otros, 2012).

Determinación de la geología local

La Normativa Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de Cargas Sísmicas y Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS (2015), define seis perfiles de suelos para el diseño sísmico que se detallan en la Tabla 1 de este documento. Esta tabla contiene la descripción cualitativa del tipo de suelo de cada perfil y valores como: rangos de velocidad de onda de corte (V_s), índice de plasticidad (IP), porcentaje de humedad (w), número medio de golpes del ensayo de penetración estándar (N) y resistencia al corte no drenado (S_u).

Los parámetros principales que definen el tipo de suelo en los 30m superiores son: la velocidad media de la onda de cortante, el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar a lo largo del perfil, en intervalos de 1.5 m hasta llegar el estrato estable, el índice de plasticidad IP y el contenido de agua. Si los valores de estos parámetros entran en los rangos de dos tipos de perfiles diferentes, se considerará el perfil de suelo más blando de los dos caso. Los suelos clasificados dentro del perfil tipo F requieren un estudio sísmico particular de clasificación in situ (NEC-SE-DS, 2015).

Resistencia Nominal del suelo

La resistencia nominal del suelo es la capacidad que tiene este para soportar las cargas inducidas por la estructura sin que se genere inestabilidad o falla por esfuerzos

cortantes (León B. , 2018). El valor de la resistencia nominal del suelo lo definirá un ingeniero geotécnico mediante investigaciones que contengan reconocimiento del sitio, morfología del terreno, origen geológico, ensayos de campo y ensayos de laboratorio, mismos que definirán los parámetros de resistencia y la clasificación específica de acuerdo con las características físico-mecánicas del tipo de suelo de implantación del proyecto (NEC-SE-GM, 2015).

Ensayos de campo

Los estudios exploratorios de campo tienen como objetivo establecer las características del subsuelo de implantación del proyecto por medio de la obtención de muestras, datos geológicos y geotécnicos. Los métodos de exploración, el proceso de recolección de muestras y la frecuencia de las pruebas dependerán de la información disponible sobre el subsuelo, las permisiones del lugar y los requerimientos del diseño (Galarza, y otros, 2012).

La (NEC-SE-GM, 2015) describe algunos métodos de exploración de campo que puede realizar por métodos de exploración directa como:

- Calicatas (ASTM D420)
- Veletas (ASTM D2573)
- Cono estático, CPT (ASTM D3441)
- Cono dinámico, DCP (ASTM D6951)
- Dilatómetro (ASTM D6635)
- Ensayo de Penetración Estándar, SPT (ASTM D1586)

Métodos de exploración indirecta como:

- Sondeos Eléctricos verticales (ASTM D6431)
- Sísmica de Refracción (ASTM D5777)
- Análisis Espectral de Ondas Superficiales Sísmicas ReMi (ASTM D4428)

Exploración por sondeos

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-GM, 2015 es su Sección 3.5.1 define seis disposiciones a cumplir para las características y distribución de los sondeos. Además en la Tabla 1 de la sección 2.6 de la misma normativa y Tabla 4 de este documento, clasifica por categorías de acuerdo con los niveles de construcción y las cargas máximas de servicio en columnas (KN). Generalmente las estructuras de soporte para sistemas de generación fotovoltaica transmiten cargas de servicio en columnas menores a 800 (KN), por tanto, de acuerdo a la Tabla 2 de la sección 3.5.2 de la NEC-SE-GM, 2015; la profundidad mínima de sondeos es de 6 metros y el número mínimo de sondeos son 3. Sin embargo en casos dónde se tengan rellenos sobre el terreno natural y se espere encontrar depósitos de suelos blandos, los sondeos a realizar deben ser profundos, con el objetivo de definir los estratos de suelo compresibles y las fronteras drenantes, que serán parte de los asentamientos de la cimentación como consecuencia del incremento de esfuerzos geostáticos producto de los rellenos (NEC-SE-GM, 2015).

Tabla 4

Clasificación de las unidades de construcción por categorías

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

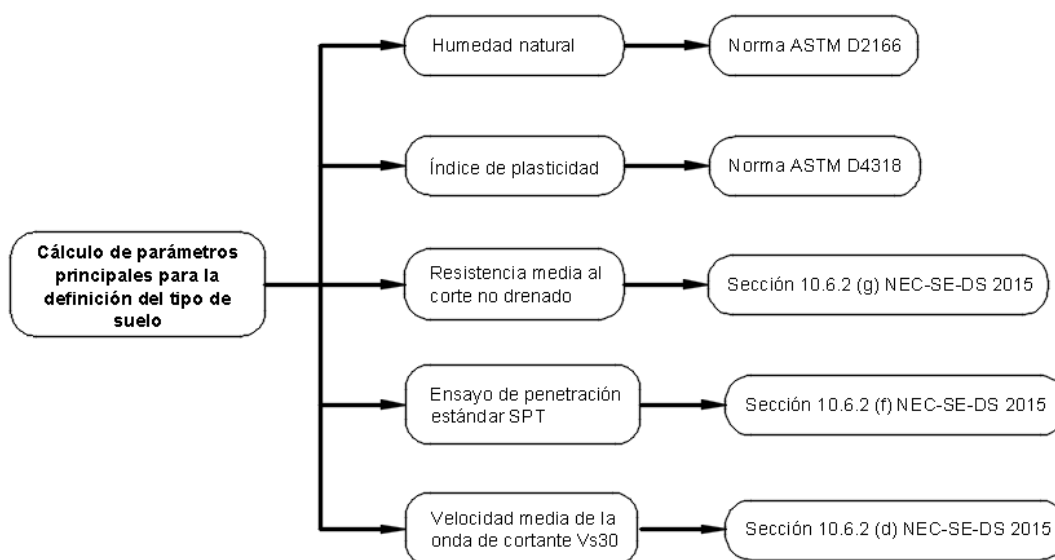
Nota. Recuperado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-GM. 2015 por la Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Cálculo de parámetros principales para la definición del tipo de suelo

En la Figura 11 se presentan los principales ensayos a realizar para poder establecer el tipo de suelo en el que se implantará una estructura, adicionalmente se muestran las respectivas normas que deben seguirse para su correcta aplicación.

Figura 11

Parámetros para definir el tipo de suelo.



Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio definirán las características físico-mecánicas del suelo por ello, es importante que las muestras obtenidas de los sondeos de campo sean manejadas con el fin de preservar las condiciones naturales de extracción. Las características mínimas para definir con los ensayos de laboratorio son:

- Peso unitario (ASTM D2937-71)
- Humedad natural (ASTM D2166)
- Límites de Atterberg (ASTM D4318)

- Clasificación de las unidades estratigráficas y niveles de meteorización según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) (INV E-181-13)
- Compresión simple (ASTM D2166-06) o triaxial UU (no consolidado, no drenado)
- Ensayo de Veleta en laboratorio (ASTM D4648)
- Corte directo en muestras inalteradas de suelos cohesivos o finos (ASTM D3080-98)
- Consolidación unidimensional (ASTM D2460-03) en muestras inalteradas para la caracterización de la compresibilidad de suelos cohesivos
- Expansión libre y controlada (ASTM 4829) para arcillas expansivas en estado no saturado.

Todos los ensayos de laboratorio deben regirse a una metodología comprobada y aceptada y la interpretación de sus resultados debe ser realizada por un profesional especializado. Los resultados de laboratorio serán remitidos al Ingeniero geotécnico o a al profesional encargado del proyecto y deben incluir principalmente el tipo y número de ensayos realizados, las características básicas y las propiedades geomecánicas. (NEC-SE-GM, 2015).

Método de diseño Factor de Seguridad Global (MFSG)

El método de factor de seguridad Global resulta ser un método conservador, es determinado de manera empírica, este método emplea un coeficiente para tratar la imprecisión en las acciones como en la resistencia, garantizando que la seguridad es suficiente cuando este coeficiente supera un valor establecido en el diseño (Galarza, y otros, 2012).

Como lo menciona Gonzáles (2009), los materiales sólidos solo pueden fallar por esfuerzos de tracción o de corte pero el que define la falla es el esfuerzo cortante debido a que los materiales térreos tiene baja resistencia a la tracción. Por tanto se define al Factor de seguridad por corte como la relación entre el Esfuerzo Cortante a la falla t_f y el Esfuerzo cortante actuante t_A , como se muestra en la ecuación (3).

$$FS_{corte} = \frac{t_f}{t_A} \quad (3)$$

El esfuerzo cortante a la falla t_f se define por la ley de Mohr-Coulomb por el modelo de falla de materiales mediante la ecuación (4).

$$t_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (4)$$

Dónde:

c' : Cohesión efectiva

σ' : Esfuerzo normal efectivo

φ' : Ángulo de fricción efectivo

El esfuerzo normal efectivo σ' se define como la diferencia entre el esfuerzo normal total σ y la presión de fluidos o presión de poros μ .

Mejoramiento del terreno de fundación

Según Jiménez (1989) y Quiles (2008), la necesidad de aplicar un método para mejorar la capacidad portante del terreno se crea a partir de la existencia de ciertos tipos de suelos como:

- Suelos blandos y deformables
- Terrenos granulares y/o licuables

- Suelos expansivos
- Suelos altamente compresibles como la turba
- Suelos residuales (lateritas, arcillas alófanas)
- Suelos duros degradables (pérdida de resistencia en arcillas duras)
- Terrenos kársticos (calizas, dolomías, yeso, terrenos salinos)

La técnica o metodología de mejora dependerá de factores como: el tipo de terreno, la profundidad de mejora, el objetivo de la mejora, los materiales disponibles y principalmente la relación coste-tiempo de ejecución (Pollán, 2014).

Existen diversas alternativas de mejora de suelo, entre estas podemos mencionar una de las más comunes que es la precarga. El tipo de aplicación de precarga depende de factores de disponibilidad, acceso y costo, uno de los métodos es la precarga con elementos de la estructura final o también llamado post carga, dónde se realiza la aplicación de las cargas que ejerce la estructura final, lo que conlleva un ahorro en el uso de otros elementos adicionales para la aplicación de la carga, obteniendo asentamientos y controlando la consolidación del terreno (Córdova, 2016).

Otro de los métodos para mejoramiento de terreno es el uso de Material de relleno o sobrecarga, este método consiste en rellenar el terreno con suelo natural o importado para su posterior compactación, este método presenta cierta desventaja en cuanto al tiempo de consolidación o asentamiento del terreno, este tiempo puede variar entre semanas, meses e incluso años. Además, se debe considerar la disponibilidad del material de relleno de zonas cercanas al proyecto (Córdova, 2016).

El mejoramiento del terreno con drenes verticales es una alternativa que presenta ventaja frente a otros bajo la misma teoría, porque permite obtener la resistencia requerida y eliminar la consolidación durante el periodo de construcción del terraplén, es decir su mayor ventaja es el tiempo. La metodología más actual utilizada

específicamente para terrenos con suelos arcillosos blandos es el mejoramiento por CPR Grouting, que es un método basado en la teoría de la consolidación y enfocado en modificar las propiedades geotécnicas intrínsecas de suelos arcillosos blandos, mediante el proceso de homogeneización induciéndolo a la pérdida de agua y volumen por medio de la perforación y penetración de geo drenes y la inducción de bulbos de Geogroud, modificando su resistencia y rigidez por la expansión de cavidades (Cirone, 2016).

Existe una extensa clasificación de metodologías de mejora del terreno de las que se ha nombrado a tres de las más comunes. El Comité Técnico TC 17 ISSMGE detalla en 5 categorías una clasificación detallada que se presentan en la Tabla 5 (Pollán, 2014).

Tabla 5*Clasificación de metodologías de mejora del terreno.*

Categoría	Método	
A. Mejora del terreno sin adiciones en suelos no cohesivos o materiales de relleno	A1. Compactación dinámica	
	A2. Vibrocompactación	
	A3. Compactación por explosivos	
	A4. Compactación por impulso eléctrico	
	A5. Compactación superficial (incluyendo la compactación dinámica rápida, RIC)	
	B. Mejora del terreno sin adiciones en suelos cohesivos	B1. Sustitución/desplazamiento (incluyendo la reducción de carga mediante materiales ligeros)
		B2. Precarga mediante relleno (incluyendo el empleo de drenes verticales)
B3. Precarga mediante vacío (incluyendo la combinación de relleno y vacío)		
B4. Consolidación dinámica con drenaje mejorado (incluyendo el empleo de vacío)		
B5. Electro-osmosis o consolidación electro-cinética		
B6. Estabilización térmica usando calentamiento o congelación		
B7. Compactación por hidrovibración		
C. Mejora del terreno con adiciones o inclusiones	C1. Vibrosustitución o columnas de grava	
	C2. Sustitución dinámica	
	C. Pilotes de arena compactada	
	C4. Columnas encapsuladas con geotextiles	
	C5. Inclusiones rígidas	
	C6. Columnas reforzadas con geosintéticos o rellenos pilotados	
	C7. Métodos microbianos pilotes de arena mediante explosivos y el uso de bambú, madera y otros productos naturales)	
D. Mejora del terreno con adiciones tipo Inyección	D1. Inyección de partículas	
	D2. Inyección química	
	D3. Método de mezclado (incluyendo la mezcla previa y la estabilización profunda)	
	D4. Jet grouting	
	D5. Inyecciones de compactación	
	D6. Inyecciones de compensación	
E. Refuerzo del terreno	E1. Tierra reforzada con acero o geosintéticos	
	E2. Anclajes al terreno o claveteado del terreno	
	E3. Métodos biológicos mediante vegetación	

Nota. Recuperado de Diseño Basado en Técnicas de Fiabilidad del Tratamiento de Mejora del Terreno Mediante Columnas de Grava. 2014, por J.A. Pollán.

Casos especiales para suelos tipo F

Dentro de la clasificación de suelos presentada por la NEC-SE-DS (2015) (véase Tabla 1), existe una categoría de suelo denominado como tipo F. Las características de este tipo de suelo hacen que requiera de un tratamiento específico para determinar y modelar su respuesta dinámica, debido a que, sus cualidades mecánicas resultan insuficientes para fundar una estructura de cualquier tipo.

El comportamiento mecánico del suelo se analiza de acuerdo a la clasificación SUCS y para la respuesta dinámica se hace mediante la modelación del perfil de suelo, la selección de los registros sísmicos para el perfil de suelo y el análisis de respuesta de sitio (NEC-SE-DS, 2015).

Dentro de esta categoría se definen 6 subclases que corresponden a suelos potencialmente liquables, colpasables, suelos orgánicos, suelos saturados, turbas, suelos susceptibles a densificación por vibración, suelos con rellenos inadecuados, arcillas de alta plasticidad y suelos que se definen como blandos; para las cuales se requieren de trabajos de campo y de laboratorio específicos, mismos que se detallan a continuación (NEC-SE-DS, 2015).

Ensayos de campo

Según la NEC-SE-DS (2015), para definir los parámetros necesarios que permitan conocer su comportamiento dinámico se incluyen como mínimo trabajos y ensayos in situ con:

- Recolección de muestras
- Ensayos de penetración estándar SPT (ASTM D1586)
- Ensayo de penetración estática CPT (ASTM D3441)
- Ensayos de refracción sísmica (ASTM D5777)

Ensayos de laboratorio

Según la NEC-SE-DS (2015), las investigaciones además incluyen un trabajo mínimo de laboratorio con ensayos como:

- Peso unitario (ASTM D2937-71)
- Humedad natural (ASTM D2166)
- Límites de Atterberg (ASTM D4318)

- Clasificación de las unidades estratigráficas y niveles de meteorización según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) (INV E-181-13)
- Compresión simple (ASTM D2166-06) o triaxial UU (no consolidado, no drenado)
- Ensayo de Veleta en laboratorio (ASTM D4648)
- Corte directo en muestras inalteradas de suelos cohesivos o finos (ASTM D3080-98)
- Consolidación unidimensional (ASTM D2460-03) en muestras inalteradas para la caracterización de la compresibilidad de suelos cohesivos
- Expansión libre y controlada (ASTM 4829) para arcillas expansivas en estado no saturado
- Ensayos de columna resonante (ASTM D4015)
- Ensayo triaxial (ASTM D2850)

Análisis de suelos susceptibles a licuefacción

La subclase F1 dentro de la categorización de suelos de la NEC-SE-DS (2015), corresponde a suelos susceptibles a la falla por movimientos sísmicos. Existen factores definidos por Seed e Idriss (1971), que aumentan la probabilidad a que un suelo sea licuable y se presentan en la Tabla 6

Tabla 6

Factores que aumentan la probabilidad de licuefacción del suelo.

Factores que influyen en la licuación del suelo	
Distribución del tamaño de los granos	Arenas de tamaño uniforme muy grueso Arenas con limos y gravas bajo cargas cíclicas
Profundidad de las aguas subterráneas	Poca profundidad del nivel de aguas subterráneas
Densidad	Suelos sueltos, saturados y no compactos
Presión de confinamiento	Baja presión de confinamiento
Amplitud y duración de la vibración del terreno	Cuando el terreno se expone a terremotos fuertes de larga duración
Edad del depósito	Depósitos del Holoceno tardío (menos de 3.000 años de antigüedad)
Origen del suelo	Sedimentos de origen fluvial
	Rellenos sintéticos no compactados
	Rellenos colocados hidráulicamente

Según Chang (2015), existen tres tipos diferentes de comportamiento dinámico del suelo durante los sismos en función de los esfuerzos cíclicos y deformaciones lo que nos permite saber si el suelo es potencialmente licuable o no.

Para suelos friccionantes densos con un valor de N_{60} mayor a 30, presentan un comportamiento dónde durante las vibraciones cíclicas inicialmente se contraen y luego se dilatan con el aumento de la presión de confinamiento y del esfuerzo de corte, por ende, su consistencia cambia de “sólida” o “líquida” (Chang, 2015).

Para suelos friccionantes de densidades sueltas o muy sueltas con un valor de N_{60} menor a 30, sin plasticidad; bajo pequeños niveles de esfuerzos cortantes, pierden rigidez y resistencia lo que ocasionan fallas inmediatas con grandes deformaciones. A este fenómeno se lo conoce cómo licuación fluida (Chang, 2015).

Para suelos friccionantes con un valor de N_{60} menor a 30, con presencia de finos y bajo índice de plasticidad, ocurre el fenómeno llamado movilidad cíclica dónde el suelo acumula deformaciones, perdiendo rigidez y resistencia mientras se aplican las

cargas cíclicas pero dado que, su resistencia al corte es siempre mayor que el esfuerzo cortante producido por las cargas cíclicas, este no falla y cuando las repeticiones cíclicas cesan, el suelo se recupera e incrementa de manera ligera su resistencia al corte (Chang, 2015).

Para definir la susceptibilidad de licuefacción de los suelos la NEC-SE-DS (2015), sugiere utilizar métodos como el de Bray y Sandio (2006), Wu,L (2003) y Seed (2003). A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo definido por Seed (2003) que es común para arenas.

- Corrección del número de golpes obtenidos mediante el ensayo SPT N_{60} mediante la ecuación (5).

$$N_{1,60} = N_{60} \sqrt{\frac{100 \text{ KPa}}{\sigma_v'}} \quad (5)$$

- Si el tipo de suelo es una arena con presencia de finos, se debe realizar una corrección adicional mediante la ecuación (6).

$$N_{1,60CS} = N_{1,60} * C_{finos} \quad (6)$$

$$\text{lim } 5\% \leq F_c \leq 35\%$$

$$\text{Si: } F_c \leq 5\%; C_{finos} = 1$$

$$\text{Si: } F_c \geq 35\%; N_{1,60} + 6$$

- Se determina la relación de esfuerzos cíclicos (CSR_{peak}) que es la demanda sísmica que se espera en las capas del suelo durante un sismo de diseño, mediante la ecuación (7).

$$CSR_{peak} = \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d \quad (7)$$

Donde:

CSR_{peak} : Coeficiente de Esfuerzos Cíclicos.

a_{max} : Máxima aceleración de la superficie de suelo generada por un sismo de diseño.

g : Aceleración de la gravedad.

σ_v : Esfuerzo normal vertical total.

σ'_v : Esfuerzo normal vertical efectivo.

r_d Coeficiente de reducción de esfuerzos, que toma en cuenta la deformabilidad del perfil del subsuelo.

- Mediante la ecuación ((8) y ((9) se determina el valor del coeficiente de reducción de esfuerzos r_d que depende de la profundidad de análisis por debajo de la superficie del suelo d .

Si $d < 20 m$:

$$r_d = \frac{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525 V_{S,12m}}{16.258 + 0.201e^{0.341(-d+0.0785V_{S,12m}+7.586)}} \right]}{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525 V_{S,12m}}{16.258 + 0.201e^{0.341(0.0785V_{S,12m}+7.586)}} \right]} \pm \sigma_{\epsilon r_d} \quad ((8)$$

Si $d \geq 20 m$:

$$r_d = \frac{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525 V_{S,12m}}{16.258 + 0.201e^{0.341(-d+0.0785V_{S,12m}+7.586)}} \right]}{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525 V_{S,12m}}{16.258 + 0.201e^{0.341(0.0785V_{S,12m}+7.586)}} \right]} - 0.0045(d - 20) \pm \sigma_{\epsilon r_d} \quad ((9)$$

Donde:

M_w : Magnitud de Momento Sísmico asociado al factor de Zona Sísmica.

$V_{S,12m}$: Velocidad de Onda Cortante a 12 metros de profundidad.

Según (Chang, 2015) se pueden tomar valores estimados para la velocidad de onda cortante a 12 m de profundidad de acuerdo con el tipo de suelo como se describe a continuación:

- 150 m/s para suelos blandos
- 120 m/s para suelos muy blandos
- 200 m/s para suelos de densidad media
- 250 m/s para suelos densos

El factor $\sigma_{\varepsilon r_d}$ tomará valores según la profundidad por debajo de la superficie del suelo d y se determina mediante la ecuación (10) y (11):

$$d < 12 \text{ m} \therefore \sigma_{\varepsilon r_d} = d^{0.850} * 0.0198 \quad (10)$$

$$d \geq 12 \text{ m} \therefore \sigma_{\varepsilon r_d} = 12^{0.850} * 0.0198 \quad (11)$$

Se debe hacer una corrección a la demanda in situ de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) por la duración de un evento sísmico de (M_w) 7.5, mediante la ecuación (12).

$$CSR^*_{eq} = CSR_{eq}/DW \quad (12)$$

Donde:

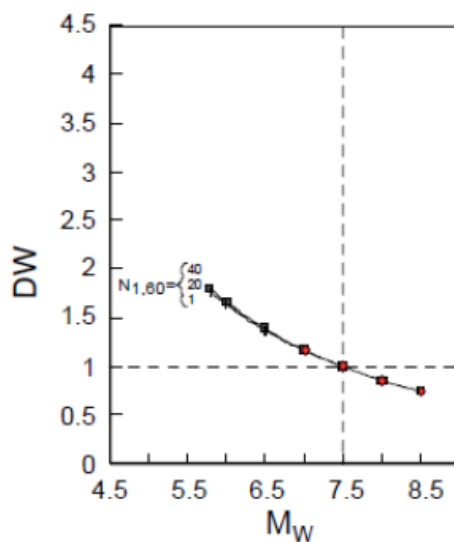
CSR^*_{eq} : Valor corregido de la demanda in situ de la relación de esfuerzos cíclicos.

CSR_{eq} : Valor que representa el 65% de la relación de esfuerzos cíclicos CSR_{peak} .

DW : Factor de Ponderación de Duración como función del $N_{1,60}$ que se determina en la Figura 12.

Figura 12

Curva Magnitud del Sismo (M_w) Vs Factor de ponderación de duración como función del $N_{1,60}$ (DW).



Tomado de *Diseño de Cimentación con Pilotes sobre Suelos Licuables*, (pág. 25), por J. Chang, 2015, Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

El factor de seguridad que afectará a la capacidad portante del suelo por potencial licuable se determina mediante la ecuación (13).

$$FS = CRR/CSR \quad (13)$$

Donde:

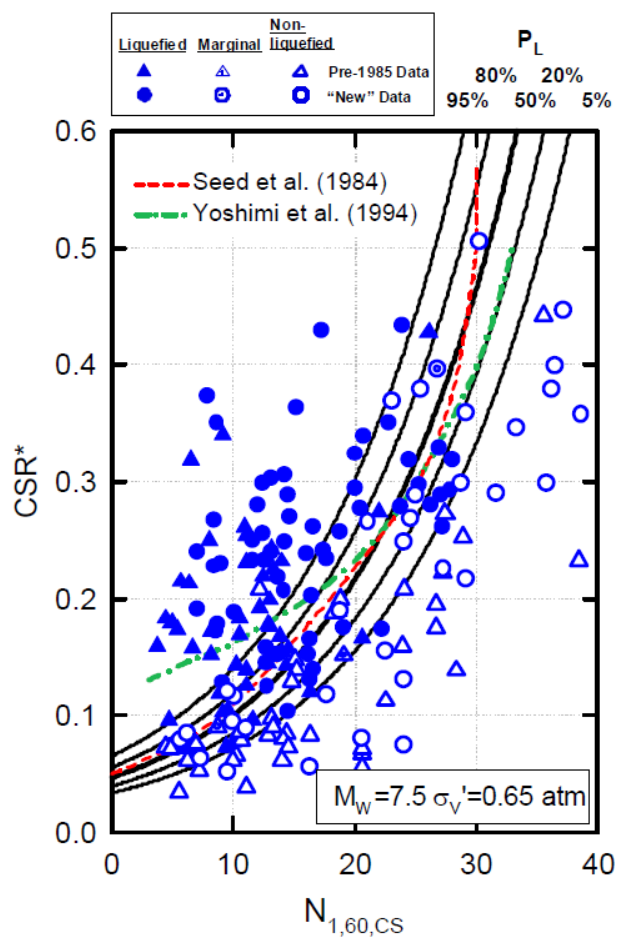
CRR: Valor de la relación de esfuerzos cíclicos ajustado a la presencia de finos y el número de golpes $N_{1,60}$. El valor se determina mediante la

Figura 13.

CSR: Relación de esfuerzos cíclicos determinado en la ecuación.

Figura 13

Curvas ajustadas de acuerdo con la presencia de finos en relación con el Número de Golpes $N_{1,60}$ para definir CRR.



Tomado de *Recent advances in soil liquefaction engineering: a Unified and Consistent Framework* (pág. 17), por Seed, y otros, 2003, UC Berkeley.

Contenido de los informes definitivos de geotecnia

De acuerdo con la NEC-SE-DS (2015), la interpretación de resultados debe realizarse por un profesional especializado y el informe debe incluir datos cómo:

- Ubicación de proyecto.

- Descripción de las características geológicas del lugar.
- Descripción de la exploración geotécnica del lugar.
- Resultados e interpretación de los ensayos de laboratorio (límites de Atterberg, porcentaje de humedad, la resistencia al esfuerzo cortante, las propiedades esfuerzo-deformación, las propiedades de compresibilidad, de expansión, de permeabilidad, valor de velocidad de onda de corte y todas aquellas que el especialista considere necesarias de acuerdo con las características geológicas del área).
- Estados límite de falla.
- Capacidad de carga.
- Asentamientos estimados para las combinaciones de cargas, durante la vida útil de la estructura.
- Tipo de cimentación sugerida.

Este documento se adjuntará como memoria de cálculo a los planos estructurales del proyecto (NEC-SE-DS, 2015).

Consideraciones estructurales

Generalidades

La estructura general de un parque de generación fotovoltaica constituye básicamente dos sectores. El primer es el campo de captación de energía, que constituye el lugar de implantación de los paneles y sus estructuras de soporte. El segundo es la zona donde se colocarán los aparatos de almacenamiento y conversión de energía para posterior distribución.

Los criterios de diseño se establecen para que la cimentación sea capaz de resistir las cargas estáticas y dinámicas generadas por la estructura y la interacción con el suelo, su objetivo es transmitir la carga de la supraestructura a lo largo del suelo, sin sobrecargarlo, evitando así asentamientos excesivos o fallos por corte que afectan a su funcionalidad (Braja, 2015).

Cargas incidentes

Se procede a hacer el análisis de las cargas incidentes en la super estructura siendo estas las que se transmiten directamente a la cimentación, por tanto, las que se consideran en su diseño.

Cargas Permanentes

Las cargas permanentes o cargas muertas son la sumatoria del peso de los elementos estructurales, no estructurales y cualquier elemento de estancia permanente (NEC-SE-CG, 2014).

La demanda para satisfacer se define en base al número de habitantes, número de viviendas y las necesidades básicas de cada una de ellas, luego de este proceso y bajo la mejor elección del modelo de cada aparato por parte del profesional especializado, podremos conocer el número de elementos que se requieren en cada área. En base a las especificaciones del modelo escogido se conoce el peso unitario de cada elemento y, por tanto, el peso total o carga muerta a considerar para el diseño de las cimentaciones.

Cargas Variables

Sobrecarga de uso o Carga Viva

Según la NEC-SE-CG (2014), la carga para cubiertas planas, inclinadas y curvas que no sean transitables, es de 0.70 KN/m^2 . Este valor se considera por instalación y mantenimiento. En el caso de las estructuras para paneles solares la altura definirá el

uso o no de esta carga, ya que, si la estructura tiene una altura menor a 1.50 m no es necesario considerar este tipo de carga porque se sobreentiende que a alturas menores a esta, no se requiere que el mantenimiento o instalación se hagan desde la parte superior.

Para el área de almacenamiento y conversión de energía, la carga viva la constituye la sumatoria de los pesos de las personas y todo elemento móvil o temporal, esta carga depende de la ocupación a la que este orientada la estructura y en la Tabla 7 se presenta la sobre carga mínima a considerar en la estructura de almacenamiento y conversión de energía (NEC-SE-CG, 2014).

Tabla 7

Sobre cargas mínimas uniformemente distribuidas.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)
Bodegas de almacenamiento (serán diseñadas para la mayor carga prevista)	
Livianas	6.00
Pesadas	12.00

Nota. Adaptada de la Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas (No sísmica) NEC-SE-CG, 2014 por la Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Cargas por viento

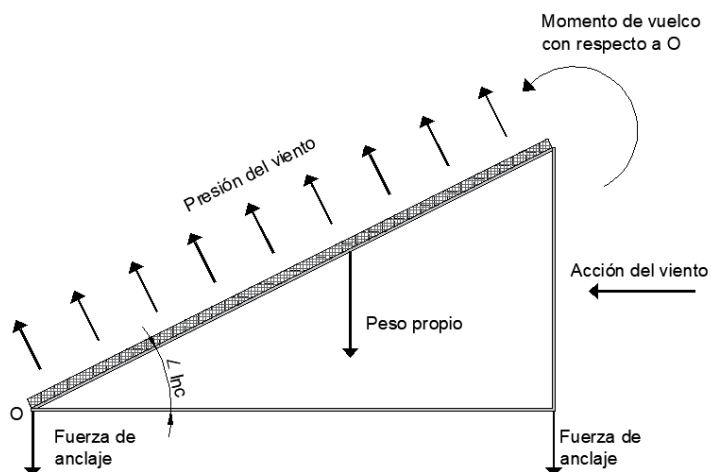
Se presenta el proceso para determinar la presión que ejerce el viento sobre la estructura de soporte y la estructura de almacenamiento y conversión de energía.

En el caso de las estructuras de soporte de sistemas de captación no móviles, estas deben tener un ángulo de inclinación adecuado para conseguir la mayor cantidad de producción energética durante todo el año. La inclinación produce sobre la estructura solicitaciones mecánicas por efectos del viento. La situación más crítica que se puede

suscitar por este efecto se presenta en la Figura 14. La fuerza empujará a la estructura hacia arriba, generando un momento que volcará la estructura (Alepez, 2017).

Figura 14

Acción por efectos del viento



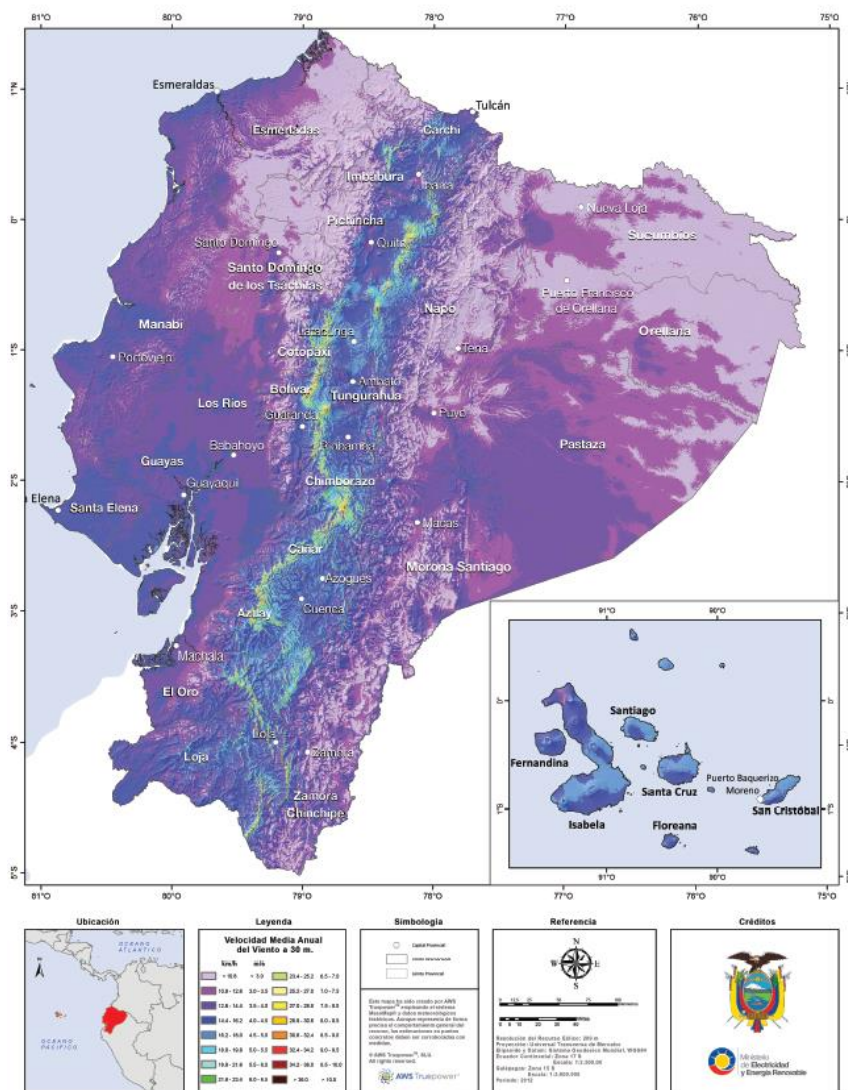
Nota. Adaptado de *Proyecto de Instalación Fotovoltaica de 5.8 MW para la generación de energía eléctrica situada en Almansa* (pg. 64), por R. Alepez, 2017, UPV.

La NEC-SE-CG (2014), indica que la velocidad de diseño de viento para estructuras de hasta 10 m de altura será la máxima considerada de acuerdo con la zona de ubicación pero no será menor a 21 m/s o 75 km/h.

Según el Atlas Eólico del Ecuador por Ministerio de electricidad y Energía Renovable MEER (2013), las velocidades de viento calculadas a 30m de altura y presentadas en el mapa de la Figura 15. En ninguna parte del territorio ecuatoriano las velocidades del viento son mayores a 21m/s o 75 km/h por tanto, para efectos de diseño, ese será el valor mínimo considerado.

Figura 15

Velocidad media anual a 30 metros de altura.



Tomado de *Atlas Eólico del Ecuador* (pg. 21), por MEER, 2013, MEER.

La NEC-SE-CG (2014), proporciona una tabla que contiene los valores de factores de corrección para viento de acuerdo a la altura y a la topografía del lugar de implantación del proyecto (Véase Tabla 8). La tabla presenta las tres categorías en las que se ha clasificado la topografía, siendo la categoría A para edificios que no tengan ningún tipo de obstrucción como edificios sin contaminación visual, con ubicaciones en

espacios abiertos, frente al mar y en zonas rurales. La categoría B es para estructuras con baja obstrucción, ubicados en zonas suburbanas con edificios o construcciones aledañas de hasta 10 m de altura y la categoría C para en edificios ubicados en zonas urbanas rodeados de edificios de alturas superiores a 10 m.

Tabla 8

Coefficientes de corrección para viento.

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Nota. Recuperado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG, 2014, por la Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

El valor de la velocidad de viento corregida se calcula mediante la ecuación (14).

$$V_b = V * \sigma \quad (14)$$

Donde:

V_b : Velocidad corregida del viento en m/s.

V : Velocidad instantánea máxima del viento en m/s a 10 m de altura sobre el terreno.

σ : Coeficiente de corrección de acuerdo a las características de ubicación del proyecto.

La acción de viento sobre la estructura se determinan mediante la ecuación (15) , el valor de la presión del viento depende de dos coeficientes de terminados en función de la altura y la forma de la estructura.

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * C_e * C_f \quad (15)$$

Donde:

P : Presión de cálculo expresada en Pa.

ρ : Densidad del aire expresada en kg/cm^3 , se adopta un valor de $1.25 kg/cm^3$.

C_e : Coeficiente de entorno/altura.

C_f : Coeficiente de forma.

La NEC-SE-CG (2014), presenta una tabla con los valores de coeficiente de forma c_f (Véase Tabla 9), la elección de este valor depende de que tipo de fuerza el viento ejerza sobre la estructura. El en caso de ejercer presión se consideran los valores correspondientes a Barlovento, si la fuerza produce un efecto de succión, se consideran los valores de Sotavento.

Tabla 9

Definición del factor de forma C_f

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies inclinadas a 15° o menos	0.3 a 0	-0.60
Superficies inclinadas a 15° y 60°	0.3 a 0.7	-0.60
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	0.80	-0.60

Nota. Adaptada de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG, 2014, por la Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Cargas por granizo

Se considera un tipo de carga variable por su presencia a corto tiempo sobre una estructura, esta carga se debe considerar en regiones con más de 1500 msnm y se determina mediante la ecuación (16) (NEC-SE-CG, 2014).

$$S = \rho_s * H_s \quad (16)$$

Donde:

ρ_s : Peso específico del granizo, con un valor de 100 kg/cm^3 .

H_s : Altura de acumulación en metros.

Cargas Accidentales (Sísmicas)

Las cargas que se consideran accidentales son las cargas sísmicas que trasmite la estructura a la cimentación. El método de determinación de la fuerza sísmica lo define la categoría a la que pertenece la estructura a diseñar mediante el coeficiente de importancia I.

- Coeficiente de reducción R

Para el caso de estructuras de almacenamiento y conversión de energía, el coeficiente de reducción R dependerá del tipo de configuración estructural que se considere utilizar. Los valores para cada configuración se definen en la tabla de la NEC-SE-DS que se presenta a continuación.

Tabla 10

Coefficientes de reducción de respuesta estructural.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas)	8
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momento	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda	5
Sistemas Estructurales de Ductilidad limitada	
Pórticos resistentes a momentos	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Nota: Recuperado de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción Cargas Sísmicas y Diseño sismo resistente (NEC-SE-DS, 2015).

Para el caso de estructuras de soporte de módulos refiérase al Tabla 15.4.2 del ASCE/SEI 7-16, dónde el valor de reducción de respuesta estructural R para estructuras autoportantes que no son edificaciones es de 1.25.

- Coeficiente de importancia I

La NEC-SE-DS (2015), define tres categorías para las estructuras según el tipo de uso, destino e importancia. Las estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica se consideran de ocupación tipo esencial, con un coeficiente de importancia I de 1.5.

Este tipo de estructuras se diseñan con el objetivo de limitar los daños estructurales elevando los niveles de protección para que la estructura se mantenga operativa luego de un evento sísmico. El diseño debe verificar el correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para un sismo con un periodo de retorno de 475 años para garantizar el nivel de seguridad de vida (limitación de daño) y para un sismo con un periodo de retorno de 2500 años para garantizar la prevención del colapso.

- Coeficientes de configuración estructural ϕ_P, ϕ_E

Los coeficientes de configuración estructural se usarán únicamente para el diseño de la estructura de almacenamiento. En el caso de estructuras regulares en planta y en elevación los coeficientes de configuración estructural ϕ_P y ϕ_E toman el valor de 1, para todos los demás casos¹, se consideran los parámetros de forma presentados en tablas en la NEC-SE-DS (2015).

El coeficiente de regularidad en planta ϕ_P se determina mediante la ecuación (17) con los valores establecidos en la subsección 5.3.3 de la NEC-SE-DS (2015), Tabla 10.

$$\emptyset_P = \emptyset_{PA} * \emptyset_{PB} \quad (17)$$

Donde:

\emptyset_P : Coeficiente de regularidad en planta

\emptyset_{PA} : Coeficiente mínimo de cada piso \emptyset_{Pi} de la estructura para irregularidades tipo 1,2 y 3

\emptyset_{PB} : Coeficiente mínimo de cada piso \emptyset_{Pi} de la estructura para irregularidades tipo 4

\emptyset_{Pi} : Coeficiente por planta

El coeficiente de regularidad en planta \emptyset_E se determina mediante la ecuación (18) con los valores establecidos en la NEC-SE-DS (2015), en la subsección 5.3.3, Tabla 11.

$$\emptyset_E = \emptyset_{EA} * \emptyset_{EB} \quad (18)$$

Donde:

\emptyset_E : Coeficiente de regularidad en elevación.

\emptyset_{EA} : Coeficiente mínimo de cada piso \emptyset_{Ei} de la estructura para irregularidades tipo 1.

\emptyset_{EB} : Coeficiente mínimo de cada piso \emptyset_{Pi} de la estructura para irregularidades tipo 1 se calcula como el mínimo valor expresado para irregularidades tipo 2 y/o 3.

\emptyset_{Ei} : Coeficiente de irregularidad por planta.

- Métodos de Análisis

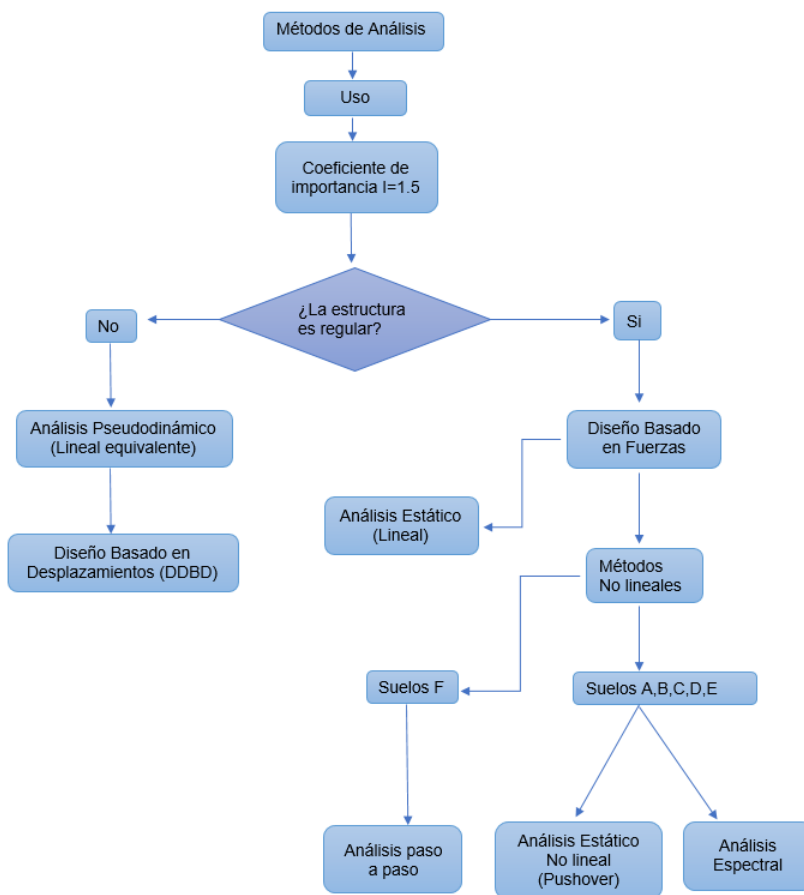
De acuerdo con la NEC-SE-DS (2015), para las estructuras de ocupación tipo esencial las fuerzas sísmica no deben ser menores a las calculadas por el método estático de un Diseño Basado en Fuerzas DBF; ni las fuerzas obtenidas a partir de las

curvas de peligrosidad sísmica de la zona de implantación, para un periodo de retorno de 475 años sin considerar el factor de importancia.

En la Figura 16, se presenta el esquema con los métodos de análisis adecuados para determinar las fuerzas sísmicas según las características de la estructura y los requerimientos mencionados. La determinación de la fuerza sísmica dependerá del tipo de análisis que requiera la estructura.

Figura 16

Diagrama de proceso para seleccionar el método de análisis.



Adaptado de *Normativa Ecuatoriana de la Construcción Cargas Sísmicas y Diseño sismo resistente NEC-SE-DS*, por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015, MIDUVI.

Combinaciones de cargas

En las ecuaciones (19)-(25) se presentan las combinaciones básicas utilizadas para el diseño por última resistencia. Se debe tener en cuenta que las cargas producidas por los efectos más críticos que es el sismo y el viento pueden no ser consideradas simultáneamente (NEC-SE-CG, 2014).

$$1.4D \quad (19)$$

$$1.2D + 1.6L + 0.5 (S; Lr) \quad (20)$$

$$1.2D + 1.6\max(Lr; S) + \max(L; 0.5W) \quad (21)$$

$$1.2D + 1.0W + L + 0.5\max(Lr; S) \quad (22)$$

$$1.2D + 1.0E + L + 0.2S \quad (23)$$

$$0.9D + 1.0W \quad (24)$$

$$0.9D + 1.0E \quad (25)$$

Donde:

D: Carga permanente o carga muerta.

L: Carga variable o carga viva.

S: Carga por granizo.

E: Carga de viento.

Lr: Carga viva en cubierta.

Cálculo de la distancia entre módulos

De acuerdo con el Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energía IDAE (2011), la distancia medida sobre la horizontal entre arreglos o filas de módulos solares debe ser tal que ningún objeto o módulo de altura *h* obstaculice ni genere sombra sobre otro módulo con el fin de garantizar al menos 4 horas de sol en torno al medio día (véase Figura 17). Por tanto, la ecuación (26) determina la distancia *d* mínima requerida entre filas de módulos.

$$d = h * k \quad (26)$$

Donde:

d: distancia medida sobre la horizontal

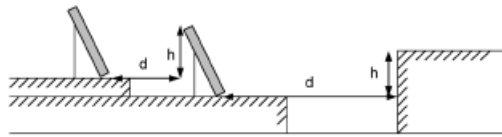
h: altura de objeto que pueda proyectar sombra

k: factor adimensional que depende de la latitud de la zona del proyecto y se define mediante la ecuación (27).

$$k = \frac{1}{\tan(61^\circ - \text{latitud})} \quad (27)$$

Figura 17

Esquema de distanciamiento entre módulos de paneles solares.



Tomado de *Instalaciones de Energía Solar Fotovoltaica* (pg. 44), por IDAE, 2011, IDEA.

Definición del tipo de cimentación

El tipo de cimentación elegido en un proyecto dependerá del análisis de las cargas que trasmite la superestructura, las condiciones del terreno de implantación respaldados por parámetros obtenidos de ensayos de laboratorio y ensayos en el campo. Para definir una cimentación como superficial o profunda se debe calcular la relación entre la profundidad de desplante D_f y el ancho de cimentación B como se muestra en la ecuación (28) y (29) (NEC-SE-GM, 2015).

$$\frac{D_f}{B} \leq 4 = \text{Cimentación superficial} \quad (28)$$

$$\frac{D_f}{B} > 4 = \text{Cimentación profunda} \quad (29)$$

Cimentaciones superficiales

Una cimentación superficial es una estructura apoyada en capas superficiales o poco profundas del suelo; estas estructuras deben cumplir con requisitos básicos de estabilidad y deformación siendo capaz de transmitir una presión menor o igual a la capacidad admisible del suelo y de presentar asentamientos tolerables bajo la acción de cargas de la superestructura (León B. , 2018).

Estado límite de falla: capacidad de carga

La capacidad de carga admisible de una cimentación está determinada por la carga que al ser aplicada no provoque la falla del suelo o daños en la estructura que soporta, adicionalmente, esta carga se encuentra afectada por un factor de seguridad. La capacidad de carga depende mucho de las características del suelo de implantación, así como del tipo de cimentación que se utilice y el factor de seguridad adoptado (Nij, 2009).

El primer estado límite de falla a considerar para el diseño de cimentaciones es la comprobación de la capacidad de carga, para esto dentro del informe geotécnico debe constar la capacidad de carga admisible q_{adm} del suelo a la altura de desplante recomendada para la cimentación, que debe ser la menor carga entre la presentada en la ecuación (30) y el esfuerzo que produzca un asentamiento no mayor al máximo tolerable para la estructura.

$$q_{adm} = \frac{q_{unet}}{FS} \quad (30)$$

Donde:

q_{unet} : Capacidad última neta.

FS: Factor de seguridad.

En el caso de realizar una excavación para la cimentación, la capacidad de carga admisible deberá considerar el esfuerzo geo estático total removido a nivel de desplante de la cimentación, como se muestra en la ecuación (31).

$$q_{adm} = \frac{q_{net}}{FS} + q_{ob} \quad (31)$$

Los factores de seguridad que plantea la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-GM, 2015) se presentan en la Tabla 11.

Tabla 11

Factores de seguridad

Condición	Factor de seguridad indirecta mínimo admisible
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3
Carga Muerta + Carga Viva Normal	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal +Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

La capacidad de carga última q_u representa el esfuerzo total que puede ser aplicado a nivel de la cimentación, para alcanzar la condición de falla del sistema suelo-cimentación. Para el cálculo de la capacidad de carga última también se debe considerar que, si se realiza una excavación a nivel de la cimentación, el esfuerzo en

exceso al esfuerzo geo estático original, al nivel de la cimentación, es el que contribuye a la falla.

$$q_{net} = q_u - q_{ob} \quad (32)$$

Donde:

q_{net} : Capacidad de carga neta.

q_u : Capacidad de carga última.

q_{ob} : Esfuerzo geoestático total removido a nivel del desplante de la cimentación.

Estado límite de servicio: asentamientos

Este estado límite, corresponde a condiciones donde se presentan asentamientos y desplazamientos laterales en la cimentación, que no generan un colapso de la estructura pero que, si pueden conducir a la pérdida de la funcionalidad de la superestructura, o que los costos de reparación y mantenimiento de la estructura sean demasiado altos (Moreno y Berdugo, 2012).

Los asentamientos totales se obtienen al sumar los asentamientos inmediatos, asentamientos por consolidación y asentamientos producidos por sismos. Los asentamientos inmediatos se pueden estimar a partir de ensayos en laboratorio sobre muestras inalteradas, ensayos de campo con el dilatómetro de Marchetti, o a su vez utilizando parámetros de deformación a partir de correlaciones de los ensayos de penetración estándar SPT, y de penetración estática con cono CPT (NEC-SE-GM, 2015).

La mayoría de los métodos para calcular los asentamientos inmediatos utilizan varias integraciones de la solución de Boussinesq para calcular el asentamiento de una carga puntual en la superficie de un semi espacio homogéneo, isotrópico y elástico (Alva, 2010).

$$\rho_i = p B \frac{(1 - \mu^2)}{E} I \quad (33)$$

Donde:

ρ_i : asentamiento inicial.

p: esfuerzo promedio transmitido.

B: dimensión característica del área cargada.

E: módulo de Young.

I: factor de influencia.

μ : 0.5, Relación de Poisson.

Los asentamientos por consolidación se basan en la teoría de consolidación que mantiene, que, al aplicar una carga sobre un suelo cohesivo saturado se produce un cambio de volumen (deformación primaria) debido a la expulsión del agua que se encuentra en las zonas de vacíos. Se debe calcular adicionalmente los asentamientos por consolidación secundaria que son el resultado del reacomodo plástico de la estructura del suelo.

Para el cálculo de los asentamientos provocados por sismos es necesario utilizar procedimientos semi empíricos o empíricos por medio de métodos numéricos aplicando elementos finitos o diferencias finitas, aplicando modelos constitutivos de suelos que consideren el desarrollo de la presión de poro y degradación cíclica de la rigidez. (NEC-SE-GM, 2015).

Cimentaciones profundas

Una cimentación profunda se encarga de transferir las cargas de la super estructura a través de los estratos débiles (rellenos, suelos compresibles, arcillas blandas, suelos orgánicos, etc.), hasta los estratos con la capacidad suficiente para soportar la carga transferida. Este tipo de cimentaciones se utilizan además en

estructuras sometidas a momentos de volteo, sub-presiones o cualquier efecto que cause el levantamiento de la estructura. También en estructuras dónde se prevea se realizarán excavaciones adyacentes, que, en dicho caso, la cimentación se encarga de transferir toda la carga debajo del nivel de excavación esperado (Alva, 2010).

Estado límite de falla: capacidad de carga bajo criterio de resistencia al corte

La determinación de la capacidad de carga para pilotes depende del tipo de suelo y se deben considerar además de las cargas sísmicas de la estructura, las cargas sísmicas sobre el suelo (NEC-SE-GM, 2015).

Las ecuaciones presentadas para determinar la capacidad de carga última de pilotes son tomadas del libro de Diseño de Cimentaciones del Dr. Jorge Alva, (2010).

- Capacidad de carga última de un pilote en suelo cohesivo.

La capacidad de carga la definen la resistencia a la fricción y la resistencia en la punta del pilote, siendo para el caso de suelos arcillosos la resistencia por fricción mayor que la resistencia en la punta (Alva, 2010).

$$Q_u = Q_s + Q_b \quad (34)$$

Donde:

Q_u : Capacidad de carga última

Q_s : Resistencia por fricción lateral del pilote

Q_b : Resistencia por punta

$$Q_s = \alpha * \bar{c} * A_s \quad (35)$$

Donde:

α : Factor de adhesión.

\bar{c} : Resistencia cortante no drenada promedio de la arcilla a lo largo de los extremos laterales del pilote.

A_s : área superficial lateral del pilote.

Alva (2010) recomienda usar valores de factor de adhesión según las características del suelo, como se detalla a continuación

- Para pilotes excavados en muchas arcillas se usa un factor de adhesión $\alpha = 0.45$
- Para Pilotes cortos en arcilla muy fisurada $\alpha = 0.30$
- Para arcilla dura $\alpha = 0.1$

$$Q_b = c * N_c * A_b \quad (36)$$

Donde:

c : Resistencia al corte inalterada en la base del pilote.

N_c : Factor de capacidad de carga de Meyerhof, usualmente tiene el valor de 9.

A_b : Área de la base del pilote.

- Capacidad de carga última de un pilote en suelo Granular

La capacidad de carga la definen la resistencia a la fricción y la resistencia en la punta del pilote, siendo para el caso de suelos arcillosos la resistencia en la punta mayor que la resistencia por fricción lateral (Alva, 2010).

$$Q_u = Q_s + Q_b \quad (37)$$

Donde:

Q_u : Capacidad de carga última.

Q_s : Resistencia por fricción lateral del pilote.

Q_b : Resistencia por punta para:

$$Q_u = 1/2 K_s \gamma (z_1 + z_2) \operatorname{tg} \delta A_s \quad (38)$$

Donde:

K_s : Coeficiente lateral de tierra, relación de la presión lateral y vertical en los lados del pilote.

z_1 y z_2 : Profundidades a las que se determinan la resistencia por fricción lateral.

δ : Ángulo de fricción del pilote.

A_s : Área empotrada.

$$Q_b = p_q(N_q - 1) A_b \quad (39)$$

Donde:

p_q : Esfuerzo efectivo de sobrecarga en la base del pilote.

A_b : Área de la base del pilote.

Según la (NEC-SE-GM, 2015) La capacidad de carga admisible se determina mediante la siguiente ecuación:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad (40)$$

Donde:

q_u : Capacidad de carga ultima.

FS : Factor de seguridad presentados en la Tabla 11.

Estado límite de servicio: asentamientos

El asentamiento se puede medir en un pilote o en un grupo de pilotes, siendo el asentamiento del pilote individual tan pequeño que no representa un parámetro de importante control, lo contrario de la medición del asentamiento en un grupo de pilotes que pueden producir asentamientos apreciables (Alva, 2010).

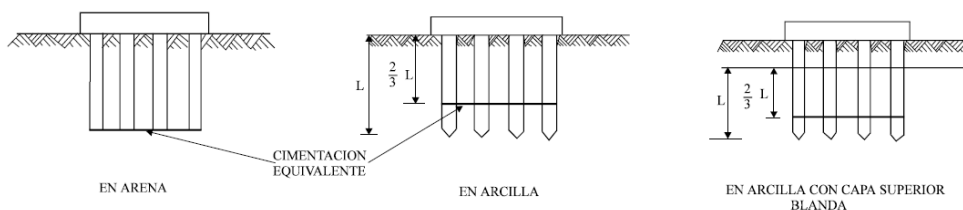
Según la NEC-SE-GM (2015), para pilotes que trabajan a fricción bajo cargas a gravedad, el asentamiento se mide considerando la deformación del suelo en el que están fundados. En el caso de pilotes por punta se toma en cuenta la fricción negativa, el asentamiento de los materiales bajo el nivel de la punta y la propia deformación bajo la acción de cargas.

Existen expresiones para estimar de manera aproximada los asentamientos de pilotes individuales y en grupos, pero siendo tan compleja la interacción de estos con el suelo, los valores que se obtienen de estas expresiones, no son valores exactos (Alva, 2010).

Una método simple para estimar el asentamiento promedio de un grupo de pilotes, es tratar a este grupo como una cimentación equivalente, esta cimentación tendrá la misma área que el grupo de pilotes. En el caso de pilotes en arenas, la cimentación equivalente se considera en la base del pilote, en el caso de pilotes en arcillas, la cimentación equivalente se considera a $\frac{2}{3}$ de la longitud total del pilotes como se muestra en la Figura 18.

Figura 18

Método simplificado para estimar asentamientos de grupo de pilotes mediante cimentaciones equivalentes.



Tomado de *Diseño de Cimentaciones* (pág. 112), por J.E. Alva, s.f., Instituto de la Construcción y Gerencia.

Capítulo 4

Análisis del Caso de Estudio

Informe Geotécnico del proyecto

Descripción del proyecto

El proyecto constituye el diseño de una planta de generación fotovoltaica autónoma para la comunidad de Agua Fría, las estructuras corresponden a módulos metálicos para soporte de paneles solares y una bodega de almacenamiento y conversión de energía implantadas en una zona cercana al Estero Majua junto a la comunidad de Agua Fría.

Ubicación geográfica de la zona de estudio

La comunidad de Agua Fría es uno de los 15 recintos asentados a las riberas del Estero Majua (véase Figura 20) pertenecientes a la parroquia rural de Majua ubicada al sureste del cantón Esmeraldas a 45 km del centro de la ciudad de Esmeraldas (véase Figura 19).

Figura 19

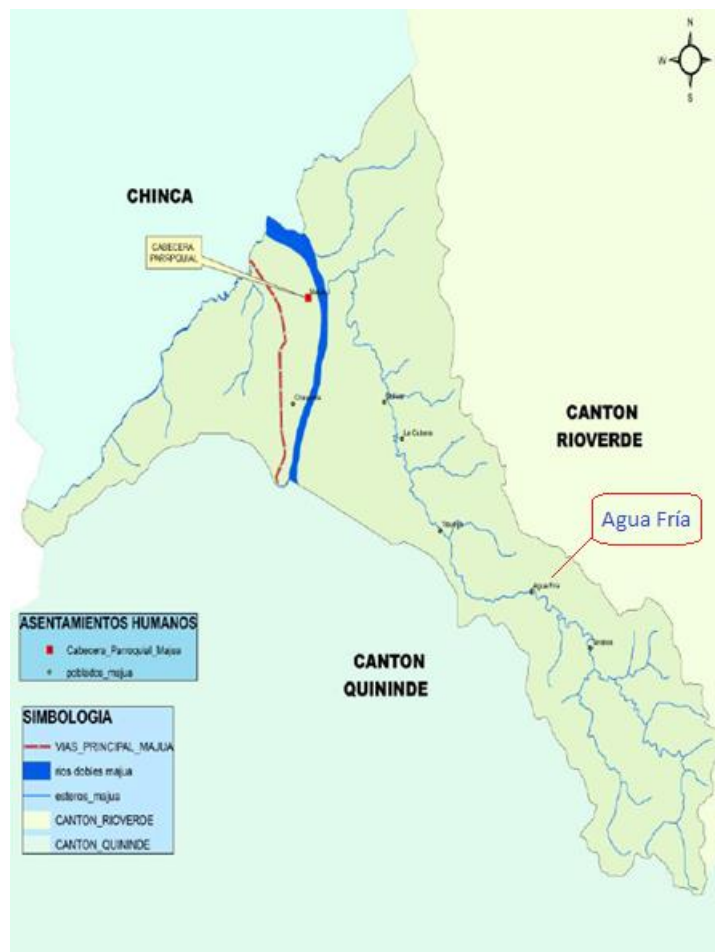
Ubicación de la parroquia de Majua



Tomado de *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial PDOT de la Parroquia Majua; del cantón Esmeraldas* (pág. 10), por GAD Parroquial de Majua, 2014, GAD parroquial de Majua.

Figura 20

Ubicación de la zona de estudio.



Tomado de *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial PDOT de la Parroquia Majua; del cantón Esmeraldas* (pág. 10), por GAD Parroquial de Majua, 2014, GAD parroquial de Majua.

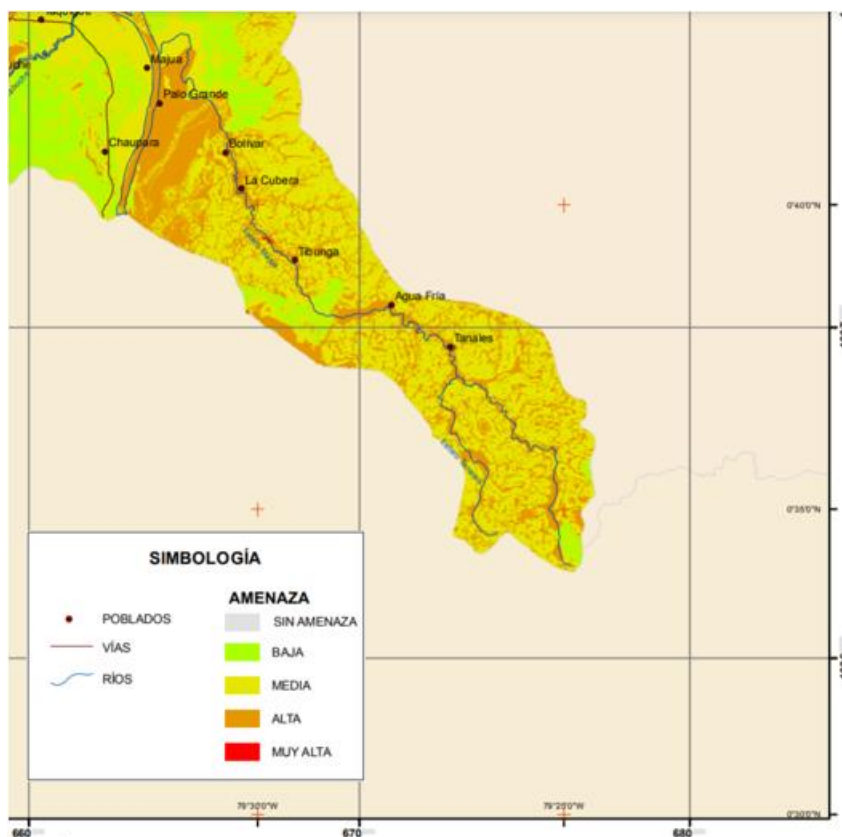
Por medio de la herramienta digital Google Earth y de Global Mapper 18 se pudo definir la ubicación de la comunidad de Agua Fría en la Zona 17 Norte con coordenadas UTM 70593.26 m Norte 670985.47 m Este y ubicada a una altura aproximada de 82 msnm.

Vulnerabilidad por inundaciones de la zona de estudio

La Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos en su Mapa Preliminar de Zonas propensas a inundaciones detallan e identifican a la comunidad de Agua fría como una zona de amenaza media (véase Figura 21). Esto se produce por la suma de factores poco favorables como la ubicación de los asentamientos a riberas del río, las altas precipitaciones, el fenómeno climatológico de “El Niño” que afecta directamente al río Esmeraldas, por tanto, al Estero Majua, y la mala calidad del suelo que produce deslizamientos por tanto desbordamientos del río (Ponce, 2015).

Figura 21

Mapa preliminar de zonas propensas a inundaciones.



Tomado de *Servicio Nacional de Gestión de Riesgos y Emergencias, por SNGR*
 Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, 2011.

Zona de implantación del proyecto

Tomando en cuenta los factores de riesgos por inundaciones de la comunidad de Agua Fría, se pudo definir por medio de la herramienta digital Google Earth Pro una posible zona de implantación del proyecto, este dato es importante para definir las características del suelo de acuerdo con su ubicación y hacer las consideraciones geotécnicas adecuadas (véase Figura 22).

La posible zona de implantación se encuentra en la Zona 17 Norte con coordenadas UTM 70592.00 m Norte y 671063.00 m Este. El estero Majua tiene una altura promedio de 66 msnm, la zona de implantación se encuentra a una altura aproximada de 82 msnm, este dato fue definido mediante la herramienta digital Global Mapper. Por tanto, al ubicar el proyecto a una diferencia considerable de 16 m, se puede prevenir el riesgo por inundaciones.

Figura 22

Zona de implantación del proyecto.



Tomado de *Google Earth Pro*, 2020.

Descripción Geológica

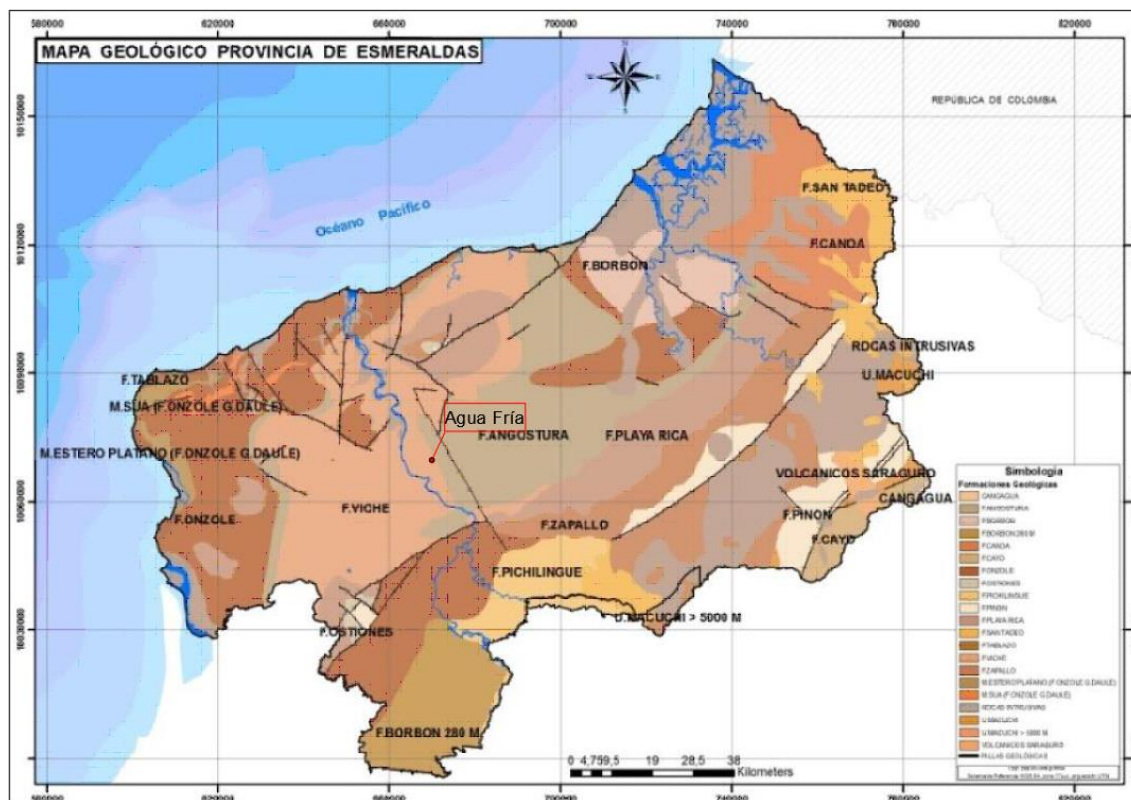
La región morfoestructural a la que pertenece la provincia de Esmeraldas que constituye el área oeste de los Andes, es la cuenca sedimentaria de ante-arco que contiene formaciones volcánicas y sedimentarias de edad Cretácico-Eoceno. En esta región se han formado cuatro cuencas sedimentarias, una de ellas es la Cuenca Esmeraldas que a su vez se divide en 3 zonas, zona occidental (cuenca Esmeraldas), zonas central elevada y zona subsidente (Cuenca de Borbón y Tumaco) (ineco, 2013).

La zona de estudio se encuentra en la cuenca Esmeraldas-Borbón constituida en su basamento por rocas cretácicas de la formación Piñón y terrenos cuaternarios con depósitos de terrazas aluviales, coluviales y suelos residuales (ineco, 2013).

En la Figura 23 se presenta el mapa geológico de la provincia de Esmeraldas donde se señala la comunidad de agua fría, dentro de la Formación de Viche, que es una formación del periodo Mioceno dónde se encuentran lutitas, areniscas, arcillas limosas con lentes calcáreos (GADPE , 2015).

Figura 23

Mapa geológico de la provincia de Esmeraldas.



Tomado *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial Provincia de Esmeraldas* (pág. 9), por GADPE, 2015, GADPE.

Descripción de la exploración geotécnica

Las características del suelo de la zona se definen mediante estudios de zonas aledañas, la información que se presentará a continuación es una recopilación de datos de estudios evaluados por el Ingeniero Leonardo Jiménez, en un proyecto en la parroquia de Quinindé. Estos estudios se ejecutaron en el 2020, que, dentro de la revisión bibliográfica son los más recientes. La zona del proyecto se encuentra dentro de la provincia de Esmeraldas a 35km de la comunidad de Agua Fría, por tanto, se

El número mínimo de sondeos para estructuras de un piso con cargas en columnas menores a 800 KN, es de 3, a una profundidad mínima de 6 m en el total del área de implantación.

El área de implantación del proyecto que se presenta en la Figura 22 es de aproximadamente 4,000 m². En la Figura 25 se presenta la ubicación de los sondeos realizados para el proyecto de Quinindé en un área de aproximadamente 4,000 m², por tanto, se tomará de referencia los sondeos 1,2 y 3 realizados para el proyecto de Quinindé.

Figura 25

Ubicación de Sondeos en el proyecto de Quinindé



Tomado de *Google Earth*, 2020.

Descripción de los resultados de los ensayos

La recolección de muestras y definición de la compacidad del suelo por medio del número de golpes N se hace mediante un ensayo de Penetración Estandar SPT bajo los lineamientos de ASTM D1586. Mediante ensayos de laboratorio, se determina el contenido de agua bajo los lineamientos de ASTM D2166 y el porcentaje de finos mediante un ensayo de granulometría realizado bajo los lineamientos de ASTM C136-05.

En la Tabla 12, se presentan los resultados del sondeo 1 donde se tiene un rango de golpes N de 9 a 18 golpes a una profundidad total de 12 m. De acuerdo con los valores obtenidos en laboratorio, con un porcentaje de finos menor al 5%, plasticidad nula, se clasifica según el Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (SUCS), como una arena pobremente graduada SP en todos los niveles de profundidad.

En la Tabla 13, se presentan los resultados del sondeo 2 con un rango de golpes N de 12 a 30 en una profundidad total de 12 metros. A diferentes niveles se distinguen 2 tipos de arenas, arenas con porcentajes de finos menores al 12%, las cuales se clasifican según el SUCS como arenas pobremente graduadas SP, y arenas con porcentaje de finos mayores al 12% clasificadas como arenas limosas SM.

En Tabla 14, se presentan los resultados del sondeo 3 donde se tiene un rango de golpes N de 11 a 29 golpes a una profundidad total de 12 m. De acuerdo con los valores obtenidos en laboratorio, con un porcentaje de finos que no sobrepasan el 12%, plasticidad nula, se clasifica según SUCS como una arena pobremente graduada SP en todos los niveles de profundidad.

Tabla 12*Resumen de Sondeo 1*

Sondeo 1										
Profundidad	12 m									
Nivel freático	3.00 m									
Profundidad		SPT				W	% Finos	IP	Descripción	Clasificación
Desde	Hasta	15 cm	15 cm	15 cm	N	%	Tamiz 200	%		
0.00	0.50					7.75			Arena medianamente compactada color café rojiso	SP
0.50	1.00	4	4	5	9	8.48	2			
1.00	2.00	5	5	6	11	9.71				
2.00	3.00	5	5	6	11	9.15	2			
3.00	4.00	4	5	5	10	16.10				
4.00	5.00	6	7	8	15	14.06	6			
5.00	6.00	9	8	8	16	15.60			Arena media compactada, color gris	SP
6.00	7.00	7	8	6	14	17.24				
7.00	8.00	8	9	8	17	16.18	13			
8.00	9.00	8	9	12	21	13.95				
9.00	10.00	10	9	10	19	16.72				
10.00	11.00	9	8	8	16	20.48	5			
11.00	12.00	11	12	6	18	17.48				

Nota: Los datos presentados son parte de un estudio de suelos evaluado por el Ingeniero Leonardo Jimenez.

Tabla 13*Resumen de Sondeo 2.*

Sondeo 2										
Profundidad	12 m									
Nivel freático	3.00 m									
Profundidad		SPT				W	% Pasante	IP	Descripción	Clasificación SUCS
Desde	Hasta	15 cm	15 cm	15 cm	N	%	Tamiz 200	%		
0.00	0.50					17.69			Arena limosa medianamente compactada color café rojiso	SM
0.50	1.00	3	6	6	12	8.25	15.00			
1.00	2.00	4	5	10	15	9.61				
2.00	3.00	7	9	10	19	9.88	4.00		Arena media compacta color gris	SP
3.00	4.00	9	13	18	31	12.56				
4.00	5.00	7	8	9	17	17.46	8.00			
5.00	6.00	7	9	9	18	6.41			Arena limosa medianamente compactada color café rojiso	SM
6.00	7.00	7	9	8	17	14.28	14.00			
7.00	8.00	13	15	12	27	4.99				
8.00	9.00	7	7	9	16	25.47	8.00		Arena media compacta color gris	SP
9.00	10.00	17	15	13	28	20.74				
10.00	11.00	15	17	16	33	32.77	7.00			
11.00	12.00	13	16	14	30	18.64				

Nota: Los datos presentados son parte de un estudio de suelos evaluado por el Ingeniero Leonardo Jimenez.

Tabla 14*Resumen de Sondeo 3.*

Sondeo 3										
Profundidad	12 m									
Nivel freático	2.30 m									
Profundidad		SPT				W	% Pasante	IP	Descripción	Clasificación SUCS
Desde	Hasta	15 cm	15 cm	15 cm	N	%	Tamiz 200	%		
0.00	0.50					7.98			Arena limosa medianamente compactada color café rojiso	SP
0.50	1.00	3	5	6	11	27.83	3.00			
1.00	2.00	5	6	6	12	14.42				
2.00	3.00	6	7	13	20	10.82	4.00			
3.00	4.00	11	12	13	25	13.40				
4.00	5.00	11	11	11	22	12.72	6.00		Arena media compacta color gris	SP
5.00	6.00	5	4	6	10	32.98				
6.00	7.00	4	6	8	14	20.45	4.00			
7.00	8.00	8	10	12	22	29.86				
8.00	9.00	14	17	18	35	24.85	7.00			
9.00	10.00	9	12	12	24	24.86				
10.00	11.00	12	13	14	27	29.56				
11.00	12.00	12	15	14	29	29.48				

Nota: Los datos presentados son parte de un estudio de suelos evaluado por el Ingeniero Leonardo Jimenez.

Análisis de potencial licuable del suelo

Luego de analizados los resultados de los parámetros del suelo se concluye que en su mayoría corresponde a un suelo arenoso con poca presencia de finos, que según la clasificación SUCS su nomenclatura es SP. Se conoce que este tipo de suelos son potencialmente vulnerables a licuefacción en periodos cíclicos de carga (Seed, y otros, 2003). Además, que puede ocurrir una redistribución de presión de poros en una escala de tiempo igual o aproximada a la de las cargas cíclicas (Villalobos, 2010). Por tanto, es necesario evaluar el potencial licuable del sitio.

El análisis del potencial licuable se hace mediante el método de Seed, R; ASCE, F; Tokimatsu, k; Harder, L; ASCE, M; Riley, M, en 1985, desde entonces el método ha tenido mejoras en las correlaciones de las curvas utilizadas para definir si un suelo es potencialmente licuable o no, pero el fundamento teórico se basa en relacionar el coeficiente del esfuerzo cortante cíclico in situ CSR y la resistencia a la penetración corregida $N_{1,60}$.

A continuación, se presentan las relaciones y correlaciones utilizadas para determinar los parámetros necesarios y definir el potencial licuable del suelo.

Ángulo de fricción interna

Se han definido una serie de relaciones empíricas para determinar el ángulo de fricción interna en función del número de golpes N del ensayo SPT. En la Tabla 15 se presentan algunas de las correlaciones para suelos granulares de acuerdo con los autores y su año de publicación.

Tabla 15

Correlaciones para determinar el ángulo de fricción en función de N corregido.

Autor	Año	Ecuación
Meyerhof	1965	$\varphi' = 23,7 + 0,5N_{60} - 0,0006(N_{60})^2$
Peck et al.	1953	$\varphi' = 27,1 + 0,3N_{60} - 0,00054(N_{60})^2$
Schmertman	1975	$\varphi' = \tan^{-1} \left[\left(\frac{N_{60}}{32,5} \right)^{0,34} \right]$
Hatanaka y Uchida	1996	$\varphi' = \sqrt{20N_{60}} + 20$

Nota. Aplicación del ensayo de penetración estándar en la determinación de parámetros geotécnicos de suelos granulares. 2013, por C. Soriano, Gestión del Conocimiento en Ingeniería Civil y Militar.

La ecuación que más se ajusta a las características del suelo de la zona de estudio es la de Meyerhof (1965) y es la que se usa para efectos de cálculo.

Número de golpes corregido N₆₀

El número de golpes corregido se determina mediante la ecuación (41). El factor de corrección al número de golpes es la relación entre el porcentaje de energía transmitida por el martillo, por tanto, depende del tipo de equipo que se utilice para el ensayo, y el 60% que es un porcentaje teórico presentado por (Seed, y otros, 1985). Se utiliza un porcentaje de energía de 45% que corresponde a un martillo de seguridad cilíndrico lo que resulta en un factor de corrección de 0.75.

$$N_{60} = N * \frac{E_{\gamma}}{60} \quad (41)$$

$$N_{60} = N * 0.75$$

Resistencia a la penetración corregida por el efecto de la presión de sobrecarga $N_{1,60}$

Según De Marco (2002), una relación para determinar el valor de $N_{1,60}$ en arenas es la presentada en la ecuación (42), dónde C_N es un factor de corrección por efecto de presión de sobrecarga.

$$N_{1,60} = 0.70 * C_N * N_{SPT} \quad (42)$$

Factor de corrección C_N

Según (Peck, Hanson, & Thornburn, 1974) el factor de corrección C_N se relaciona con el esfuerzo vertical efectivo del suelo y se define mediante la ecuación (43).

$$C_N = 0.777 \log \left(\frac{200}{\sigma_v'} \right) \leq 200 \quad (43)$$

Estimación de la Capacidad Portante del suelo

Se realiza una estimación de la capacidad portante mediante la ecuación (44) definida por (Peck, Hanson, & Thornburn, 1974). La ecuación correlaciona la resistencia de la penetración medida por en número de golpes SPT corregido, y la capacidad portante del suelo.

$$q_u = 1000 * N_{1,60} \left(\frac{kg}{m^2} \right) \quad (44)$$

Densidad Relativa

La densidad relativa se calcula mediante la ecuación (45) definida por Meyerhof (1956) en relación del ángulo de fricción interna.

$$\varphi = 25 + 0.15Dr \%$$

$$Dr = \frac{\varphi - 25}{0.15} \quad (45)$$

Esfuerzo vertical efectivo

El esfuerzo vertical efectivo se calcula mediante la ecuación (46) definida por Meyerhof (1957) en relación con la resistencia a la penetración N y la densidad relativa.

$$Dr = \sqrt{\frac{N}{23 \sigma_v'} + 16} \quad (46)$$

$$\sigma_v' = \frac{\frac{N}{Dr^2} - 16}{23}$$

Esfuerzo efectivo vertical total

El esfuerzo efectivo total se determina mediante la ecuación (47) definida por el principio de esfuerzos efectivos de Terzaghi (1923), que enuncia que el esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo total menos la presión de poros μ .

$$\sigma_v' = \sigma - \mu \quad (47)$$

$$\sigma = \sigma_v' + \mu$$

El tipo de suelos de la zona de estudio es una arena con un porcentaje de finos, por tanto, se debe realizar una corrección al valor de $N_{1,60}$ mediante la ecuación, para la cual el valor de $C_{finos} = 1$.

$$N_{1,60CS} = N_{1,60} * C_{finos} \quad (48)$$

La demanda sísmica que se espera en las capas del suelo durante un sismo de diseño se define como la relación de esfuerzos cíclicos (CSR_{peak}), y se determina mediante la ecuación (49).

$$CSR_{peak} = \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d \quad (49)$$

El valor del coeficiente de reducción de esfuerzos r_d para una profundidad de análisis por debajo de la superficie del suelo d de 12 m se determina mediante la ecuación ((50).

Si $d < 20$ m :

$$r_d = \frac{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525 V_{S,12m}}{16.258 + 0.201e^{0.341(-d+0.0785V_{S,12m}+7.586)}} \right]}{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525 V_{S,12m}}{16.258 + 0.201e^{0.341(0.0785V_{S,12m}+7.586)}} \right]} \pm \sigma_{\epsilon r_d} \quad ((50)$$

Según Chang (2015), se pueden tomar valores estimados para la velocidad de onda cortante a 12 m de profundidad de acuerdo con el tipo, por tanto, para el tipo arenas de mediana compactación se asume un valor de 200 m/s.

Según las zonas sísmicas establecidas por la (NEC-SE-DS, 2015) la provincia de Esmeraldas se encuentra en la zona VI con una aceleración sísmica en proporción de la aceleración de la gravedad igual o mayor a 0.5 g, por tanto, para efectos de cálculo se asume una aceleración máxima $a_{max} = 0.5$ g.

El factor $\sigma_{\varepsilon r_d}$ tomará valores según la profundidad por debajo de la superficie del suelo d y para una profundidad de 12 m se determina mediante la ecuación (51).

$$d \geq 12 \text{ m} \therefore \sigma_{\varepsilon r_d} = 12^{0.850} * 0.0198 \quad (51)$$

Se debe hacer una corrección a la demanda in situ de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) por la duración de un evento sísmico de (M_w) 7.5, mediante la relación entre el 65% de la relación de esfuerzos cíclicos CSR_{peak} y el factor $DW=1$, como se muestra en la ecuación (52).

$$CSR^*_{eq} = CSR_{eq}/DW \quad (52)$$

A continuación, se presenta la tabla de resumen con los parámetros del suelo y la probabilidad de licuefacción a cada nivel.

Tabla 16

Parámetros para definir el potencial licuable.

Profundidad		N	ϕ	N60	Estimación de q_u Tn/m ²	C_N	Dr	σ_v'	σ_v	$N_{1,60}$	$N_{1,60CS}$	CSR_{peak}	CSR_{eq}	CSR^*_{eq}	Potencial Licuable
Desde	Hasta														
Sondeo 1															
0.0	0.5	9	29.10	6.75	8.54	1.27	0.27	4.54	4.94	8.54	8.54	0.19	0.13	0.13	95%
0.5	1.0	11	29.54	8.25	10.45	1.27	0.30	4.53	4.93	10.45	10.45	0.19	0.13	0.13	80%
1.0	2.0	11	29.54	8.25	10.45	1.27	0.30	4.53	4.93	10.45	10.45	0.19	0.13	0.13	80%
2.0	3.0	10	29.32	7.50	9.49	1.27	0.29	4.55	4.95	9.49	9.49	0.19	0.13	0.13	95%
3.0	4.0	15	30.41	11.25	14.42	1.28	0.36	4.32	4.72	14.42	14.42	0.19	0.12	0.12	20%
4.0	5.0	16	30.62	12.00	15.45	1.29	0.37	4.26	4.66	15.45	15.45	0.19	0.12	0.12	10%
5.0	6.0	14	30.19	10.50	13.41	1.28	0.35	4.39	4.79	13.41	13.41	0.19	0.13	0.13	5%
6.0	7.0	17	30.84	12.75	16.49	1.29	0.39	4.19	4.59	16.49	16.49	0.19	0.12	0.12	5%
7.0	8.0	21	31.69	15.75	20.75	1.32	0.45	3.89	4.29	20.75	20.75	0.19	0.12	0.12	<5%
8.0	9.0	19	31.27	14.25	18.60	1.30	0.42	4.04	4.44	18.60	18.60	0.19	0.12	0.12	<5%
9.0	10.0	16	30.62	12.00	15.45	1.29	0.37	4.26	4.66	15.45	15.45	0.19	0.12	0.12	<5%
10.0	11.0	18	31.05	13.50	17.54	1.30	0.40	4.11	4.51	17.54	17.54	0.19	0.12	0.12	<5%
11.0	12.0	21	31.61	15.48	20.35	1.32	0.44	3.92	4.32	20.35	20.35	0.19	0.12	0.12	<5%
Sondeo 2															
0.00	0.50	12	29.76	9.00	11.42	1.27	0.32	4.49	4.89	11.42	11.42	0.19	0.13	0.13	80%
0.50	1.00	15	30.41	11.25	14.42	1.28	0.36	4.32	4.72	14.42	14.42	0.19	0.12	0.12	20%
1.00	2.00	19	31.27	14.25	18.60	1.30	0.42	4.04	4.44	18.60	18.60	0.19	0.12	0.12	5%
2.00	3.00	31	33.78	23.25	32.06	1.38	0.59	3.24	3.64	32.06	32.06	0.19	0.12	0.12	<5%
3.00	4.00	17	30.84	12.75	16.49	1.29	0.39	4.19	4.59	16.49	16.49	0.19	0.12	0.12	5%
4.00	5.00	18	31.05	13.50	17.54	1.30	0.40	4.11	4.51	17.54	17.54	0.19	0.12	0.12	5%
5.00	6.00	17	30.84	12.75	16.49	1.29	0.39	4.19	4.59	16.49	16.49	0.19	0.12	0.12	5%

Profundidad		N	ϕ	N ₆₀	Estimación de qu Tn/m ²	C_N	Dr	σ_v'	σ_v	N _{1,60}	N _{1,60CS}	CSR _{peak}	CSR _{eq}	CSR* _{eq}	Potencial Licuable
Desde	Hasta														
6.00	7.00	27	32.95	20.25	27.43	1.35	0.53	3.48	3.88	27.43	7.43	0.19	0.12	0.12	<5%
7.00	8.00	16	30.62	12.00	15.45	1.29	0.37	4.26	4.66	15.45	15.45	0.19	0.12	0.12	5%
8.00	9.00	28	33.16	21.00	28.58	1.36	0.54	3.42	3.82	28.58	28.58	0.19	0.12	0.12	<5%
9.00	10.00	33	34.19	24.75	34.43	1.39	0.61	3.12	3.52	34.43	34.43	0.19	0.12	0.12	<5%
10.00	11.00	30	33.58	22.50	30.90	1.37	0.57	3.29	3.69	30.90	30.90	0.19	0.12	0.12	<5%
11.00	12.00	31	33.79	23.27	32.10	1.38	0.59	3.23	3.63	32.10	32.10	0.19	0.12	0.12	<5%
Sondeo 3															
0.00	0.50	11	29.54	8.25	10.45	1.27	0.30	4.53	4.93	10.45	10.45	0.19	0.13	0.13	80%
0.50	1.00	12	29.76	9.00	11.42	1.27	0.32	4.49	4.89	11.42	11.42	0.19	0.13	0.13	80%
1.00	2.00	10	29.32	7.50	9.49	1.27	0.29	4.55	4.95	9.49	9.49	0.19	0.13	0.13	95%
2.00	3.00	14	30.19	10.50	13.41	1.28	0.35	4.39	4.79	13.41	13.41	0.19	0.13	0.13	50%
3.00	4.00	22	31.90	16.50	21.84	1.32	0.46	3.82	4.22	21.84	21.84	0.19	0.12	0.12	<5%
4.00	5.00	20	31.48	15.00	19.67	1.31	0.43	3.97	4.37	19.67	19.67	0.19	0.12	0.12	<5%
5.00	6.00	25	32.54	18.75	25.17	1.34	0.50	3.61	4.01	25.17	25.17	0.19	0.12	0.12	<5%
6.00	7.00	22	31.90	16.50	21.84	1.32	0.46	3.82	4.22	21.84	21.84	0.19	0.12	0.12	<5%
7.00	8.00	35	34.60	26.25	36.82	1.40	0.64	3.02	3.42	36.82	36.82	0.19	0.12	0.12	<5%
8.00	9.00	24	32.33	18.00	24.05	1.34	0.49	3.68	4.08	24.05	24.05	0.19	0.12	0.12	<5%
9.00	10.00	27	32.95	20.25	27.43	1.35	0.53	3.48	3.88	27.43	27.43	0.19	0.12	0.12	<5%
10.00	11.00	29	33.37	21.75	29.73	1.37	0.56	3.35	3.75	29.73	29.73	0.19	0.12	0.12	<5%
10.00	12.00	30	33.65	22.76	31.30	1.38	0.58	3.27	3.67	31.30	31.30	0.19	0.12	0.12	<5%

σ_v' ; σ_v : Esfuerzo vertical efectivo, esfuerzo vertical total.

N_{60} , $N_{1,60}$: Resistencia a la penetración corregida por la energía del equipo y por esfuerzos verticales.

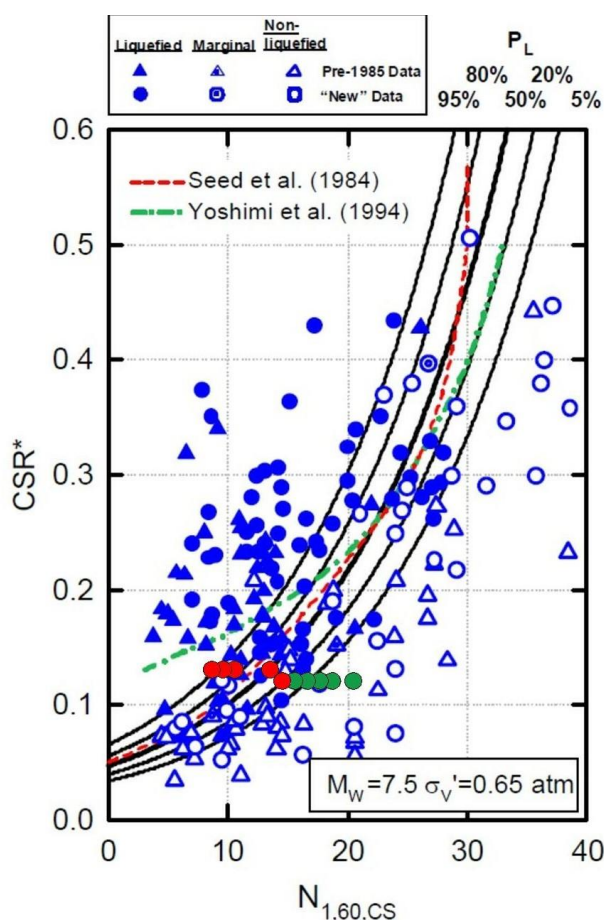
$N_{1,60CS}$: Resistencia a la penetración corregida y afectada por un factor de acuerdo con porcentaje de finos.

CSR_{peak}; CSR_{eq}; CSR*_{eq}: Relación de esfuerzos cíclicos, 65% de la relación de esfuerzos cíclicos, relación de esfuerzos cíclicos corregidos a la demanda de sitio.

En la Figura 26, Figura 27 y Figura 28, se representan los puntos con potencial licuable de los diferentes sondeos de acuerdo con la Tabla 16. Los puntos rojos representan el suelo con mayor porcentaje de licuabilidad y los puntos verdes, el suelo con un porcentaje mínimo o a los suelos que no son licuables.

Figura 26

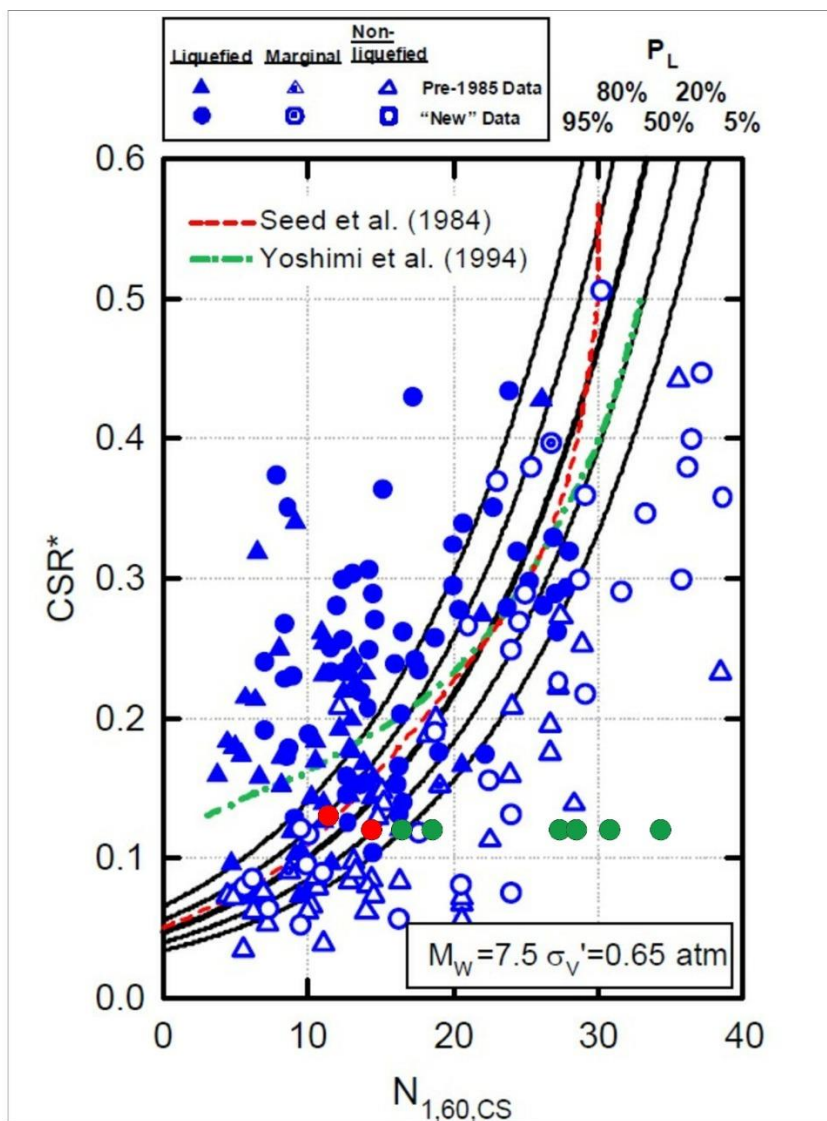
Potencial licuable del suelo analizado en el sondeo 1 a diferentes niveles, evaluados en función de la resistencia a la penetración corregida $N_{1,60}$ y a la relación de esfuerzos cíclicos CSR de esfuerzos cíclicos.



Adaptado de *Recent advances in soil liquefaction engineering: a Unified and Consistent Framework* (pág. 17), por Seed, y otros, 2003, UC Berkeley.

Figura 27

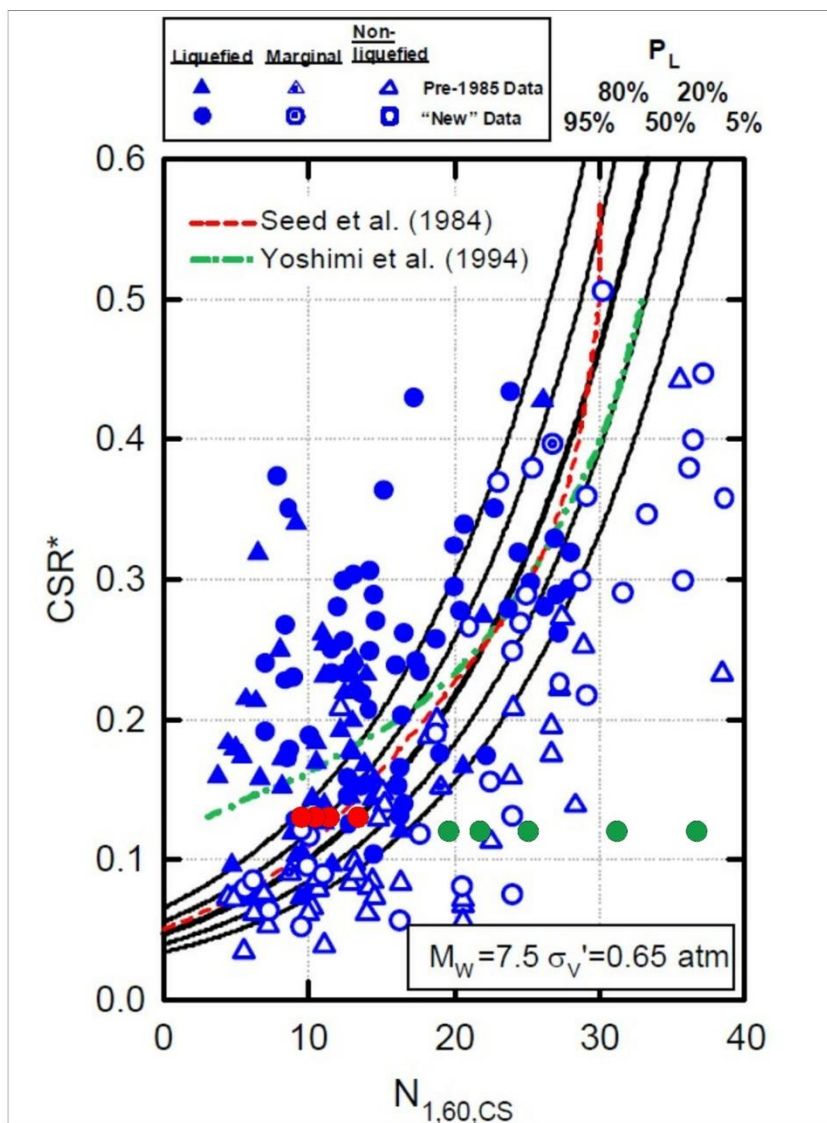
Potencial licuable del suelo analizado en el sondeo 2 a diferentes niveles, evaluados en función de la resistencia a la penetración corregida $N_{1,60}$ y a la relación de esfuerzos cíclicos CSR de esfuerzos cíclicos.



Adaptado de *Recent advances in soil liquefaction engineering: a Unified and Consistent Framework* (pág. 17), por Seed, y otros, 2003, UC Berkeley.

Figura 28

Potencial licuable del suelo analizado en el sondeo 2 a diferentes niveles, evaluados en función de la resistencia a la penetración corregida $N_{1,60}$ y a la relación de esfuerzos cíclicos CSR de esfuerzos cíclicos.



Adaptado de *Recent advances in soil liquefaction engineering: A Unified and Consistent Framework* (pág. 17), por Seed, y otros, 2003, UC Berkeley.

Definición del tipo de cimentación recomendada

En base a los apartados anteriores, se evidencia que es necesario realizar un mejoramiento del suelo para mitigar los efectos negativos de la licuefacción del suelo. Para ello se ha planteado utilizar el sistema de columnas de grava compactada Geopier®.

Mejoramiento de suelo por Columnas de Grava Compactada

Sistema Geopier®

Este sistema es un método para el mejoramiento de suelos deficientes o que tienen un alto potencial de licuefacción que fue desarrollado en los años 80 y que es ampliamente utilizado en los Estados Unidos, Europa y Asia. El fundamento de este sistema es el de aumentar la capacidad portante del suelo con la implementación de pilares de agregados compactados (RAP) formando una malla en toda el área de cimentación de tal manera que la rigidez natural del suelo matriz se incremente con la gran rigidez que proporcionan los pilares de agregados compactados y de esta manera reducir los asentamientos (Fox, Weppeler, y Scherbeck, 2004).

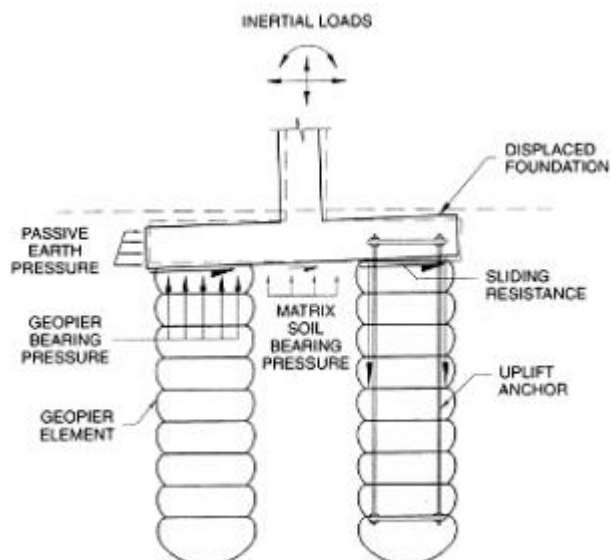
Este tipo de cimentaciones es también conocido como cimentaciones flotantes debido a que los pilares de agregados no se extienden completamente hasta la capa de suelo firme, sino que simplemente se rigidizan las suficientes capas de suelo blando para reducir las presiones aplicadas y los asentamientos totales y diferenciales por compresión de las capas inferiores (Fox, Weppeler, y Scherbeck, 2004).

Adicionalmente este sistema ha sido diseñado para ser capaz de resistir a las fuerzas inerciales producidas por sismos con mecanismos muy similares a los de las cimentaciones convencionales. Como se puede observar en la Figura 29 las fuerzas verticales son soportadas por la resistencia al corte disponible a lo largo de todos los planos de falla de la capacidad portante. Las fuerzas horizontales a su vez son

resistidas por el empuje pasivo del suelo y la fricción entre la cimentación superficial y los agregados del Geopier®, este coeficiente de fricción es mucho mayor que el que se puede obtener entre la cimentación superficial y el suelo natural (Wissmann, Lawton, y Farrell, 1999).

Figura 29

Comportamiento de cimentaciones soportadas sobre elementos RAP ante fuerzas inerciales.



Tomado *Behavior of Geopier-Supported Foundation Systems During Seismic Events* (pág. 3), por Wissmann, Kord; Lawton, Evert; Farrell, Tom, 1999, Geopier Foundation Company, Inc.

Reducción del potencial de licuefacción en suelos mejorados con Geopier®

La implementación de elementos Geopier® en suelos con un alto potencial de licuefacción permite una reducción considerable de estos efectos dentro de las capas de suelo donde se instalen las columnas de agregados compactados (Figura 30).

Wissmann, Lawton, y Farrell (1999) mencionan que esto se logra de 4 maneras diferentes:

1. Debido a que los agregados utilizados en las pilas se compactan hasta una densidad suficiente para evitar los efectos que producen la licuefacción, adicionalmente, la acción de compactar el material hace que el suelo matriz dentro de una zona de 6 pulgadas debajo del pilar también sea más resistente a la licuefacción.
2. Durante la instalación de las pilas, los esfuerzos horizontales dentro de las masas de suelo adyacentes se ven incrementadas por la compactación de la grava dentro de la cavidad. Los esfuerzos horizontales pueden incrementar dentro de un rango del doble de la presión lateral previo al reforzamiento y el empuje pasivo de la tierra a una distancia de 3 pies desde el perímetro del pilar.
3. Debido a que los elementos Geopier son más rígidos que el suelo adyacente, estos absorben un mayor porcentaje de los esfuerzos cortantes que se generan dentro del suelo durante un evento sísmico. La razón del esfuerzo cortante resistido por el suelo sin mejorar se puede calcular con la siguiente ecuación.

$$\frac{\tau_s}{\tau} = \frac{1}{(1 - Ra + Ra \cdot Rs)} \quad (53)$$

Donde:

τ_s : Esfuerzo cortante resistido por el suelo sin mejorar

τ : Esfuerzo cortante inducido por el sismo

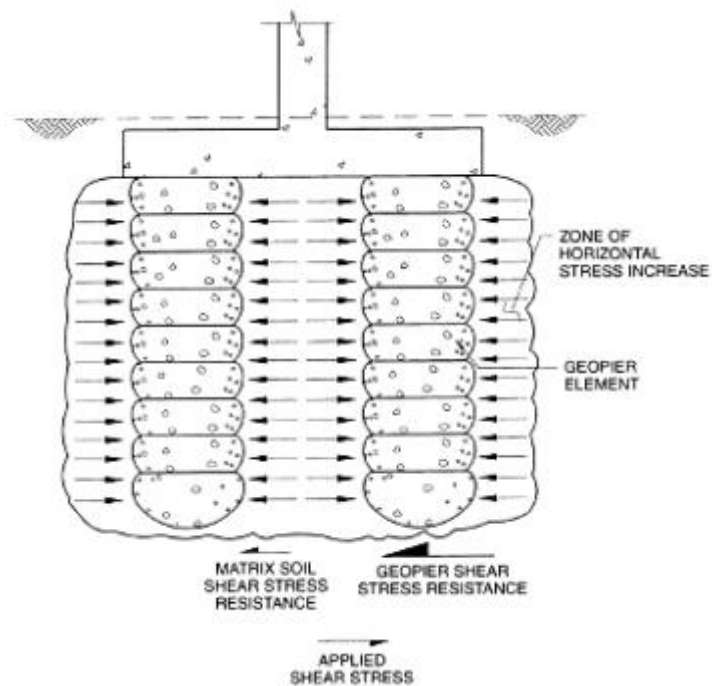
Ra : Porcentaje de área cubierta por Geopiers bajo la cimentación

Rs : Relación entre la rigidez del Geopier y el suelo original sin mejorar

4. Los elementos Geopier de acuerdo con su granulometría pueden funcionar como drenajes y disipar la presión de poros del suelo adyacente.

Figura 30

Reducción del potencial de licuefacción en suelos mejorados con Geopier.



Tomado *Behavior of Geopier-Supported Foundation Systems During Seismic Events* (pág. 5), por Wissmann, Kord; Lawton, Evert; Farrell, Tom, 1999, Geopier Foundation Company, Inc.

Dimensionamiento de elementos Geopier

Habiendo definido que la capacidad portante del suelo sin mejorar frente a las cargas que inciden en las estructuras no representa un problema de capacidad, y justificando la necesidad de realizar un mejoramiento del suelo por el potencial licuable; el dimensionamiento de los elementos de Geopier se estima en base a la probabilidad de licuación del suelo a diferentes niveles.

La empresa Geopier define valores para la resistencia del suelo mejorado y la rigidez de las pilas mediante el número de golpes SPT, estos valores se han determinado mediante una serie de ensayos dentro de la empresa y dependen del tipo de suelo a mejorar y de la resistencia a la penetración definida por el número de golpes N del ensayo SPT. Para efectos de este ejemplo se toman los valores para arenas con un número de golpes de 10 a 12, como se muestra en Figura 31, de aquí se obtienen los valores de capacidad de celda Q_{cell} y la rigidez del elemento Geopier k_g .

Figura 31

Valores estimados para las columnas de grava en función del número de golpes NSPT.

SPT = N Blows Per Foot All Soils	UCS, kN/m ² Fine- Grained Soils	Sands & Sandy Silts			Silts & Clays			Peat		
		Allowable Composite Footing Bearing Pressure, kN/m ² (q_{all})	Geopier [®] Element & Footing Segment Capacity, kN ⁽¹⁾ (Q_{cell})	Geopier [®] Element Stiffness Modulus, MN/m ³ (2) (k_g)	Allowable Composite Footing Bearing Pressure, kN/m ² (q_{all})	Geopier [®] Element & Footing Segment Capacity, kN ⁽¹⁾ (Q_{cell})	Geopier [®] Element Stiffness Modulus, MN/m ³ (2) (k_g)	Allowable Composite Footing Bearing Pressure, kN/m ² (q_{all})	Geopier [®] Element & Footing Segment Capacity, kN ⁽¹⁾ (Q_{cell})	Geopier [®] Element Stiffness Modulus, MN/m ³ (2) (k_g)
1-3	10 - 48	239	289	44.8	215	222	33.9	168	133	20.4
4-6	48 - 110	287	400	61.1	240	311	47.5	191	200	29.9
7-9	110 - 168	335	467	70.6	287	378	57.0	239	245	33.9
10-12	168 - 220	383	512	77.4	335	445	67.9	N/A	N/A	N/A
13-16	220 - 287	407	556	84.1	335	467	70.6	N/A	N/A	N/A
17-15	287 - 383	431	578	88.2	359	489	74.7	N/A	N/A	N/A
Over 25	Over 383	479	645	97.7	407	534	81.5	N/A	N/A	N/A

Tomado de *Seminario web de introducción a los sistemas Geopier (Ecuador-PIVALTEC)*, por A. Melo, 2020, Geopier Foundation Company.

Número de elementos Geopier N_G

El número de elementos Geopier N_G se definen mediante la relación entre la carga total incidente sobre la cimentación P_T y la capacidad de celda del Geopier Q_{cell} .

$$N_G = \frac{P_T}{Q_{cell}} \quad (54)$$

Razón de rigideces R_s

La razón de rigidez R_s se define mediante la rigidez del elemento Geopier k_g y la rigidez del suelo en el que se asienta k_m .

$$R_s = \frac{k_g}{k_m} \quad (55)$$

Razón de área de reemplazo R_a

La razón de área de reemplazo R_a es la relación entre el área total del Geopier y el área de la cimentación.

$$R_a = \frac{N_G * A_G}{\text{Área de cimentación}} \quad (56)$$

Módulo de elasticidad del Geopier E_g

El módulo de elasticidad del elemento Geopier es el producto entre la rigidez del elemento Geopier k_g y la profundidad de mejora H_{uz} .

$$E_g = k_g * H_{uz} \quad (57)$$

Módulo elástico ponderado E_{comp}

El módulo elástico ponderado depende de la relación de área R_a , el módulo de elasticidad del suelo E_m y el módulo de elasticidad del elemento Geopier E_g .

$$E_{comp} = (1 - R_a) * E_m + R_a E_g \quad (58)$$

Asentamientos

El asentamiento total de la cimentación S_T será la suma del asentamiento de la parte superior S_s y del asentamiento de una determinada zona debajo de los elementos, llamado asentamiento inferior S_i .

$$S_T = S_s + S_i \quad (59)$$

El asentamiento de la zona superior se estima mediante la teoría del módulo elástico que relaciona el esfuerzo de la superestructura a la cimentación q , el factor de forma I_f , la altura del elemento Geopier H_{uz} y el módulo elástico ponderado E_{com} .

$$S_s = \frac{q * I_f * H_{uz}}{E_{com}} \quad (60)$$

Asentamiento en la zona inferior se define mediante la misma teoría del módulo elástico, para la cual se asume espesor de análisis H_z y el módulo de elasticidad del suelo a dicha profundidad E_m .

$$S_i = \frac{q * I_f * H_z}{E_m} \quad (61)$$

Fundación para la estructura de almacenamiento

A continuación, se presenta el cálculo de los parámetros necesarios para determinar el número de pilas de grava compactada que requiere la zona de fundación de la estructura de almacenamiento.

$$N_G = \frac{P_T}{Q_{cell}}$$

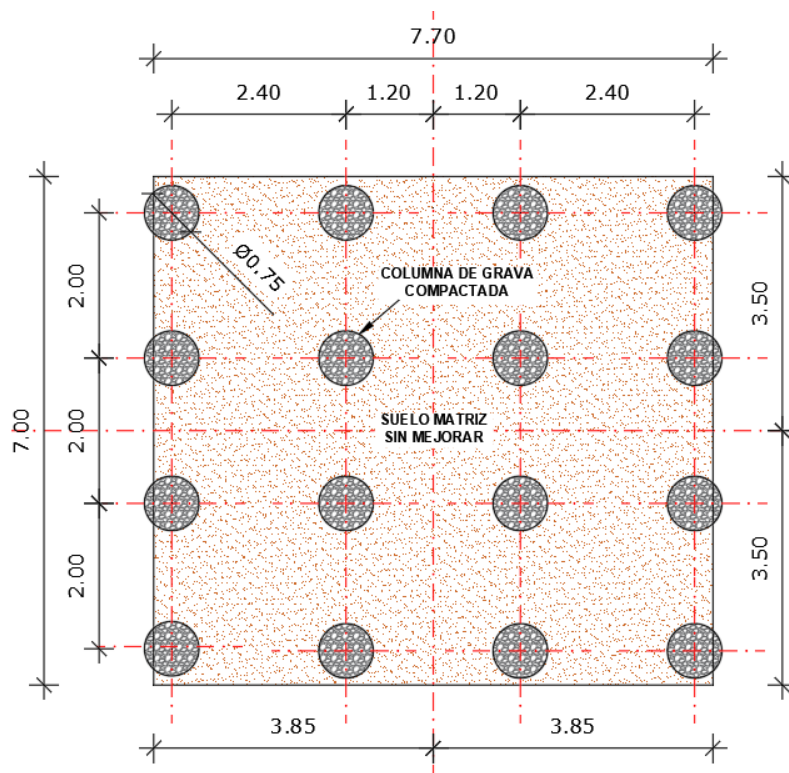
$$N_G = \frac{39.55 \text{ Tn}}{5.12 \text{ Tn}}$$

$$N_G = 7.7246$$

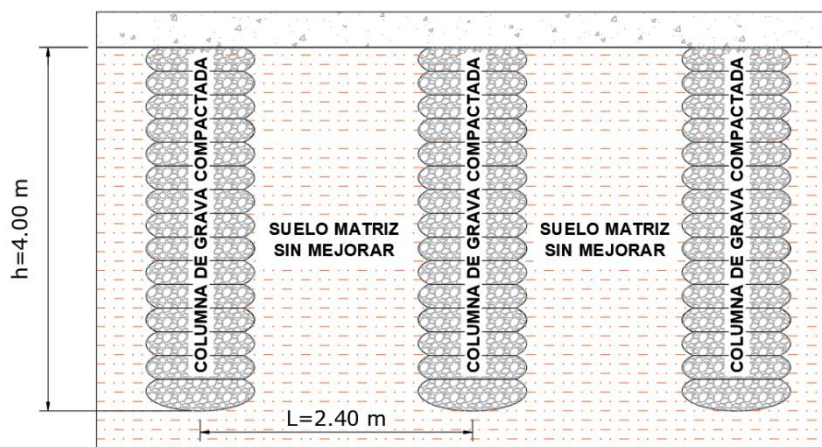
Se requieren de un mínimo de pilas 8 de grava compactada para no tener problemas de asentamientos en la estructura, pero, se considera que, para que las pilas de grava compactada sean efectivas en suelos licuables, no deben tener espaciamientos mayores a 2.40 m. Por tanto, para un área de 53.90 m^2 se propone un arreglo de 16 pilares, con un diámetro de 0.75 m y 4 m de altura, como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 32

Arreglo de columnas de grava compactada en el suelo de fundación de la estructura de almacenamiento y conversión.

**Figura 33**

Columnas de grava compactada.



Determinado el número de pilas de grava requeridas en el área de fundación, se procede a medir los asentamientos mediante la teoría del módulo elástico. Los parámetros necesarios para determinar los asentamientos se estiman en base a las características del suelo.

Según Jimenez (1981), el módulo de rigidez de arenas sueltas varía en un rango de 1.2 a 3.60 kg/cm^3 , por tanto se estima un valor de $k_m = 1.578 kg/cm^3$.

Según Alva (2010), el valor del factor de forma para una cimentación, para medir de asentamiento en el centro es de 112 cm/m.

El módulo de elasticidad del suelo natural, se estima en función del número de golpes N_{SPT} , mediante la Tabla 17 proporcionada por el Código Técnico de Edificación de España. Para el suelo a una profundidad de 0 a 1 m, se asume un valor del módulo de elasticidad E_m de $8 MN/m^2 = 815.77 Tn/m^2$ y para el suelo a 8 metros de profundidad se asume un valor de $E_m = 4078.86 Tn/m^2$.

Tabla 17

Valores orientativos de NSPT, resistencia al corte y módulo de elasticidad.

Tipo de suelo	N SPT	q_u (kN/m^2)	E (MN/m^2)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0-80	<8
Suelos flojos o blandos	10-25	80-150	8-40
Suelos medios	25-50	150-300	40-100
Suelos compactos o duros	50- Rechazo	300-500	100-500
Rocas blandas	Rechazo	500-5000	500-8,000
Rocas duras	Rechazo	5,000-40,000	8,000-15,000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40,000	>15,000

La profundidad de mejora H_{uz} es de 4 m por ser la profundidad dónde se tienen mayores problemas de licuación y el espesor de análisis para el asentamiento debajo de la pila de grava compactada H_z es de 4 m. Estas profundidades se definieron

mediante los resultados de los sondeos, con el número de golpes y el potencial licuable a diferentes profundidades.

Para medir en asentamiento superior, la carga q constituye la sumatoria entre el peso de la superestructura y el peso propio de la losa de cimentación. Cuando se mide en asentamiento en la zona inferior, el valor de q , incluye el peso del suelo a la profundidad de análisis; para ello, se considera un peso específico para arenas es de $\gamma = 1.8 \text{ Tn/m}^3$.

A continuación, se presenta la tabla de resumen con los resultados del asentamiento calculado.

Tabla 18

Asentamientos de suelo mejorado con columnas de grava compactada en la zona de fundación de la bodega de almacenamiento.

Bodega de almacenamiento								
<i>adim</i>	<i>adim</i>	Tn/m^2	Tn/m^2	Tn/m^2	<i>cm</i>	Tn/m^2	<i>cm</i>	<i>cm</i>
R_S	R_a	E_g	E_{comp}	q	S_s	q	S_i	S_T
5	0.13	31570.4	4813.87	0.73	0.0679	15.13	1.67	1.74

Fundación para la estructura de captación

Se presenta para determinar el número de pilas de grava compactada que requiere la zona de fundación de los módulos de captación.

$$N_G = \frac{P_T}{Q_{cell}}$$

$$N_G = \frac{6.84 \text{ Tn}}{5.12 \text{ Tn}}$$

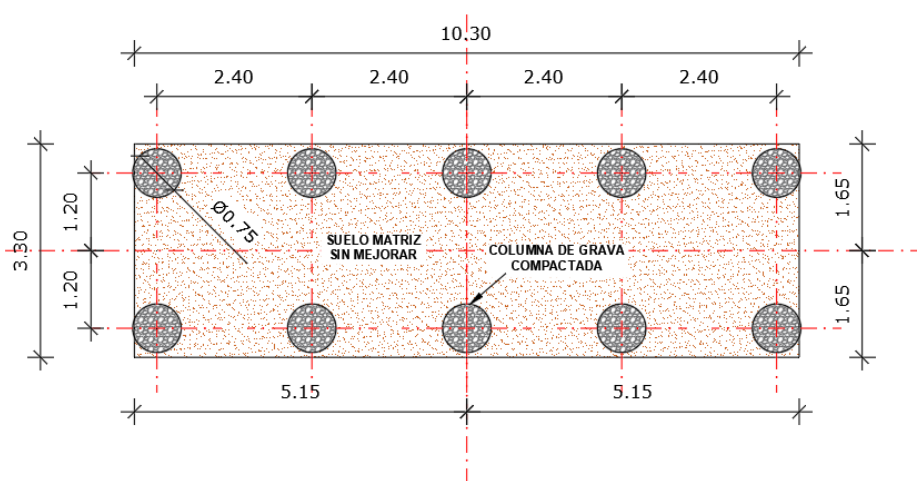
$$N_G = 1.34$$

Se requieren de un mínimo de pilas 2 de grava compactada para no tener problemas de asentamientos en la estructura, pero, como ya se mencionó, para que las

pilas de grava compactada sean efectivas en suelos licuables, no deben tener espaciamientos mayores a 2.40 m. Por tanto, se propone el uso de 10 pilares de grava compactada de 4 m de profundidad y 0.75 m de diámetro en un área de 33.99 m^2 , como se muestra en la Figura 34.

Figura 34

Arreglo de columnas de grava compactada en suelo de fundación de módulos de captación.



Considerando los mismos parámetros definidos para el suelo de fundación de la estructura de almacenamiento, se presenta una tabla de resumen con el asentamiento esperado en esta zona.

Tabla 19

Asentamientos de suelo mejorado con columnas de grava compactada en la zona de fundación de módulos de captación.

Módulos de captación								
$adim$	$adim$	Tn/m^2	Tn/m^2	Tn/m^2	cm	Tn/m^2	cm	cm
R_S	R_a	E_g	E_{comp}	q	S_s	q	S_i	S_T
5	0.13	31570.4	4813.87	0.044	0.04	6.33	1.38	1.42

En el Anexo A, se presenta el plano de diseño y distribución de columnas de grava compactada para el proyecto.

Diseño de la planta de generación fotovoltaica

Dimensionamiento de sistema de generación fotovoltaica

Demanda poblacional

Se estima un periodo de vida útil de los paneles solares, de 25 años, por tanto, se establece la demanda en este periodo tiempo a partir del 2020. Esta proyección se hace porque el objetivo del sistema eléctrico es suministrar energía de forma continua y segura, pero el sistema eléctrico no es adaptable, por tanto, el dimensionamiento de todos los elementos eléctricos, electrónicos y estructurales que constituyan el parque de generación fotovoltaica, deben ser aptos para cubrir esta demanda a través de los años. La proyección se realiza con datos referenciales de la población de la parroquia de Majua, proyectados hasta el 2020, estos datos se presentan en la Tabla 20, a partir de estos datos definimos la tasa anual de crecimiento de parroquia, con el objetivo de hallar un porcentaje de crecimiento anual promedio.

Tabla 20

Datos de la población de la parroquia de Majua.

Año	Población
2010	2.622
2011	2.658
2012	2.693
2013	2.726
2014	2.759
2015	2.790
2016	2.819
2017	2.848
2018	2.875
2019	2.900
2020	2.925

Nota. Recuperado de Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial PDOT de la parroquia de Majua; cantón Esmeraldas periodo 2014-2019 por GAD de la parroquia de Majua.

La tasa anual de crecimiento poblacional se obtiene mediante la ecuación (62) dónde; P_t es la población final, P_o es la población inicial, r es la tasa de crecimiento poblacional total y t es la proyección en años. Este valor se determina para cada año de acuerdo con los datos de población obtenidos del Plan de desarrollo y Ordenamiento territorial de la parroquia de Majua y se obtiene un porcentaje de crecimiento anual con el objetivo de determinar la tasa de crecimiento anual promedio.

Los datos obtenidos se presentan en la Tabla 21 y la tasa de crecimiento anual promedio es de 1.1%.

$$r = \sqrt[t]{\frac{P_t}{P_o}} - 1 \quad (62)$$

Tabla 21

Porcentaje anual de crecimiento de la parroquia de Majua.

Año	Población	Tasa de crecimiento	Porcentaje anual de crecimiento
2010	2.622		
2011	2.658	0,0137	1,3730
2012	2.693	0,0132	1,3168
2013	2.726	0,0123	1,2254
2014	2.759	0,0121	1,2106
2015	2.790	0,0112	1,1236
2016	2.819	0,0104	1,0394
2017	2.848	0,0103	1,0287
2018	2.875	0,0095	0,9480
2019	2.900	0,0087	0,8696
2020	2.925	0,0086	0,8621
Promedio		0,0110	1,100

El valor de crecimiento anual promedio obtenido con los datos de la Parroquia de Majua, se proyectan a la población de Agua Fría, dónde se estima una población de aproximadamente 200 personas en el 2010, entonces mediante la ecuación (63) se obtiene la población hasta el 2020.

$$P_t = P_o(1 + r)^t \quad (63)$$

$$P_t = 200(1 + 0.011)^{10}$$

$$P_t = 223.12157$$

Con la población obtenida hasta el 2020 se procede a determinar la demanda a 25 años, tiempo que constituye la vida útil de la planta de generación fotovoltaica.

$$P_t = 223.12157(1 + 0.011)^{25}$$

$$P_t = 293.305$$

La demanda por satisfacer en la comunidad de Agua Fría, asentada en las riberas del Estero Majua para el año 2045 es de 294 habitantes. En base a este número de habitantes y el valor de consumo promedio por habitante residencial en la región costa, tomado del Plan Maestro de Electrificación 2013-2022 (véase Tabla 22), es de 1,601.00 kWh/año, es decir para la demanda proyectada se requiere una capacidad de 470694 kWh/año; por tanto, se puede estimar que la capacidad de la planta de generación fotovoltaica es de aproximadamente 470.7 MWh/año.

Tabla 22

Consumo promedio de un cliente residencial por región

Región	Consumo Promedio (kWh/año)
Sierra	1,340
Oriente	1,053
Costa	1,601
Insular	159

Nota. Recuperado de Plan Maestro de Electrificación 2013-2022 por el Consejo Nacional de Electricidad CONELEC, 2012.

En la Tabla 23 se presenta una estimación de la demanda de la planta en MWh/año para periodos de 5 años.

Tabla 23

Estimación de demanda para periodos de 5 años.

Año	Población	Demanda en KWh/año	Demanda en MWh/año
2020	224	358,624	358.624
2025	236	377,836	377.836
2030	249	398,649	398.649
2035	263	421,063	421.063
2040	278	445,078	445.078
2045	294	470,694	470.694

Previo a realizar el dimensionamiento del sistema es importante revisar las normas o códigos a los que se rige la zona o el país en el que se realice el proyecto, para nuestro caso, la norma que rige y regula es el Código Eléctrico Nacional CEP INEN 019.

Dimensionamiento de los paneles

Los datos presentados a continuación corresponden al cálculo realizado por el Ing. Diego Arcos Avilés, en colaboración al desarrollo del proyecto, el cálculo se puede analizar de manera más detallada en el Anexo B.

La proyección de vida útil del sistema de Generación fotovoltaica es de 25 años, por tanto, después de 25 años, el sistema debe ser capaz de generar al menos 470.7 MWh/año que corresponde a la capacidad para satisfacer la demanda de la comunidad de Agua Fría.

En base al consumo de energía en zonas rurales y asumiendo que una vivienda la componen 4 personas, con un horario de consumo de 18:00 pm a 6:00 am (12 horas), se obtiene un consumo diario estimado por vivienda de 1800 W/h.

Con un total de 294 habitantes concentrados en viviendas de 4 personas, se obtiene un total de 74 viviendas; por tanto, el valor de consumo diario total a satisfacer es de 133.2 KWh/día con un consumo mensual de 3.996 MW/h y de 48 Mw/h por año.

Utilizando el sitio web del Sistema de Información Geográfica Fotovoltaica de la Comisión Europea y considerando un porcentaje de pérdidas del sistema del 14% se determinó el rendimiento del Sistema Fotovoltaico considerando los datos de irradiancia y temperatura de la zona durante el 2015 (Arcos, 2021). A partir de estos datos se establece una temperatura de referencia y se determina que el sistema requiere producir 97.51 kW para abastecer el consumo diario.

Determinada capacidad necesaria del sistema, para abastecer la demanda, se procede a seleccionar el tipo de panel con las características técnicas que mejor se ajusten al requerimiento, para el caso de estudio se define un panel de silicio cristalino Jinko Solar JKM300P-72_con las siguientes características:

- Especificaciones eléctricas

- Potencia máxima: 300.2 Wp
- Celdas por módulo: 72
- Voltaje a circuito abierto: 45.4 V
- Corriente de cortocircuito: 8.98 A
- Voltaje en el punto de máxima potencia: 37.2 V
- Corriente en el punto de máxima potencia: 8.07 A
- Dimensiones
 - Largo: 1956 mm
 - Ancho: 992 mm
 - Espesor: 50 mm
 - Peso: 26.5 kg

Con las especificaciones del modelo elegido se requiere un arreglo de 5 paneles en serie y 66 en paralelo que alcanzan una potencia nominal de 99kW.

Dimensionamiento de la batería

La capacidad que requiere la batería se determina mediante la ecuación (64) que relaciona la potencia autónoma de consumo $P_{autónoma}$, el voltaje nominal del sistema V y la profundidad de descarga P_D . Dado que el dimensionamiento del sistema se hace para abastecer 12 horas de electricidad continua al día, se requiere almacenar la potencia para ser utilizada en 2 días sucesivos, por tanto, realiza un escalamiento en el consumo diario para ese periodo de tiempo. Suponiendo que el voltaje nominal del sistema es de 48 V, la profundidad de descarga es del 70%, la autonomía es de 2 días, y el consumo diario de 133.2 kWh/día se tiene:

$$P_{autónoma} = 133.2[MWh] \cdot 2 \text{ días}$$

$$P_{autónoma} = 266.4[MWh]$$

$$P_{autónoma} = 266400 [Wh]$$

$$C_{Bateria} = \frac{P_{autónoma}}{V \cdot P_D} \quad (64)$$

$$C_{Bateria} = \frac{P_{autónoma}}{0.7 \cdot 48 V} = 7928.57[Ah]$$

Bajo el mejor criterio se determina el uso de baterías de electrolito líquido de ciclo profundo modelo Trojan IND29-4V cuyas características se describen a continuación:

- Especificaciones eléctricas
 - Voltaje: 4 V
 - Capacidad: 1618 Amp-hora para 20 horas
 - Energía: 8.42 kWh
- Dimensiones:
 - Largo: 688 mm
 - Ancho: 263 mm
 - Altura: 605 mm
 - Peso: 211 kg

A partir de la corriente y voltaje obtenidos se determina la combinación de baterías en serie y paralelo. Para suplir la corriente necesaria se requiere un arreglo de **5 baterías en paralelo de 12 baterías en serie cada una.**

$$P_{baterias} = 5 \cdot 1618 Ah \cdot 48 V = 388.32 [kWh]$$

En base a las dimensiones y al número de baterías necesarias para satisfacer la demanda requerida se define un área total de $10.86 m^2$.

$$Largo = 688 \cdot 12 = 8256 \text{ mm}$$

$$Ancho = 263 \cdot 5 = 1315 \text{ mm}$$

$$Altura = 171 \text{ mm}$$

El área total requerida para la planta de Generación fotovoltaica en la comunidad de Agua Fría es de 651.18 m^2 .

Diseño de la estructura de almacenamiento

La bodega donde se almacenarán las baterías y conversores de energía es una estructura de tres pórticos en cada sentido, armada con estructura metálica, con cubierta de láminas metálicas y una altura a media luz de 2.35 m, tal como se muestra en la Figura 35 y Figura 36.

Figura 35

Vista en planta de la bodega.

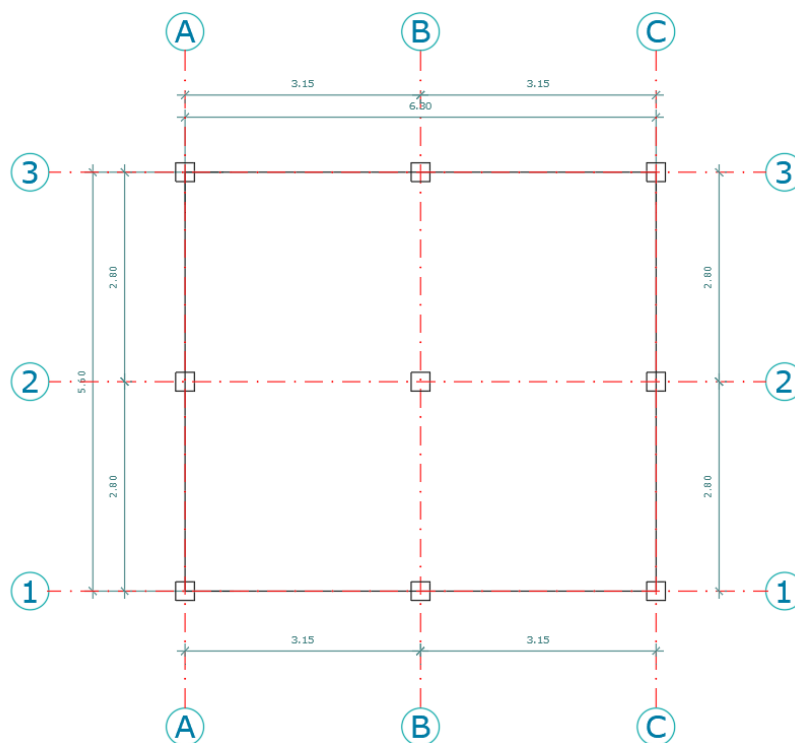
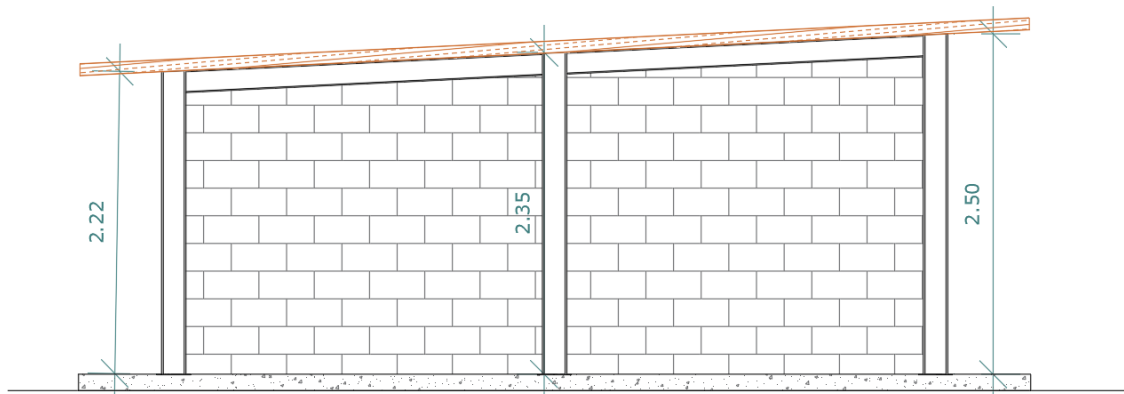


Figura 36

Vista lateral de la bodega.



Materiales

- Hormigón en cimentación $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
- Acero estructural Acero A36

Cuantificación de cargas

Cargas permanentes

Las cargas permanentes están compuestas por el peso propio de los elementos estructurales y una sobrecarga impuesta por los equipos, instalaciones, recubrimientos y acabados de la estructura. En el caso del cuarto de almacenamiento, se considera una sobrecarga con el peso de la cubierta y el peso de instalaciones; el peso propio de la estructura se determina mediante el programa SAP 2000 y el resumen de cargas permanentes se presenta en la Tabla 24.

Tabla 24

Carga permanente en cuarto de almacenamiento.

Carga Muerta		
Peso propio calculada con SAP 2000		
Cubierta (lámina metálica)	14	kg/m ²
Instalaciones (Canaletas, cableado, etc.)	10	kg/m ²

Cargas variables

Las cargas variables o carga viva, se tomó en base a las recomendaciones presentadas por la NEC-15 donde para bodegas de carga liviana la carga uniforme a aplicar es de 0.7 N/m² que equivale a 71.38 kg/m².

Cargas accidentales por sismo

Para calcular las cargas provocadas por sismo que afectan a la estructura se ha utilizado el método de fuerzas estáticas equivalentes debido a que la estructura es muy regular y de baja altura, este método consiste en la aplicación de cargas horizontales en cada nivel de la estructura y en cada una de las direcciones de análisis, estas cargas se obtienen a partir del cálculo del cortante basal correspondiente a la estructura, que a su vez depende de varios factores que se presentan en la ecuación (65).

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} \cdot W \quad (65)$$

Donde:

$S_a(T_a)$: Espectro de diseño en aceleración, correspondiente al período de vibración

I : Coeficiente de importancia

R : Factor de reducción de resistencia sísmica

ϕ_p, ϕ_E : Coeficientes de configuración en planta y elevación

W : Carga sísmica reactiva

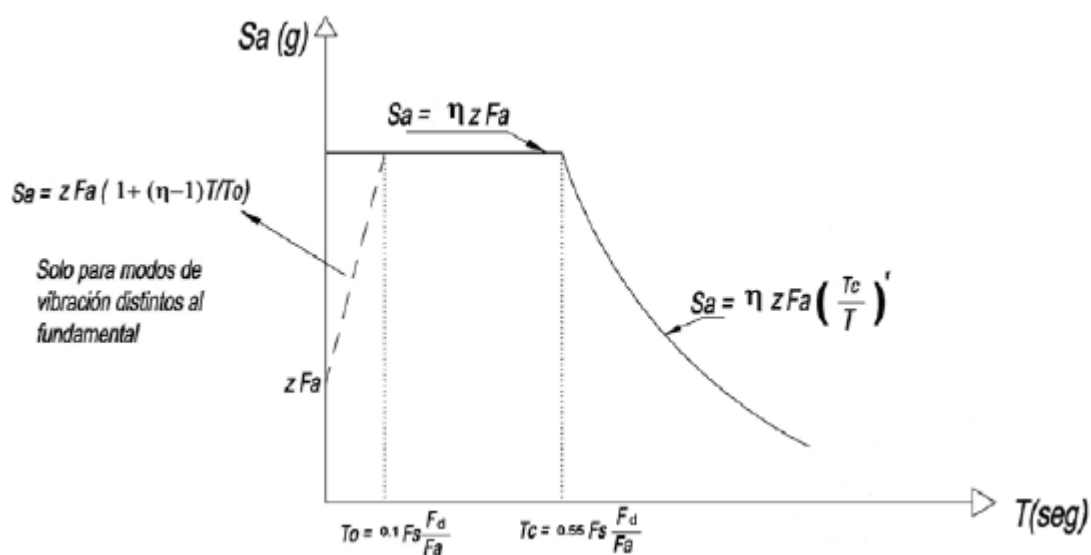
V : Corte basal total de diseño

Para calcular el cortante basal primero es necesario definir el espectro de diseño, debido a que la estructura que se está diseñando corresponde a la categoría de estructura esencial es necesario diseñar dos curvas $S_a(T_a)$ de acuerdo con las secciones 3.1.1 y 3.1.2 de la NEC-15 y se tomará la curva que resulte en las fuerzas sísmicas más grandes

Para obtener las curvas $S_a(T_a)$ es necesario obtener los diferentes coeficientes que se presentan en la Figura 37. Estos coeficientes se presentan resumidos en la Tabla 25 para las dos curvas.

Figura 37

Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.



Tomado de la *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS* (pág. 41), por Ministerio de Desarrollo Urbano y de Vivienda, 2015, MIDUVI

Tabla 25

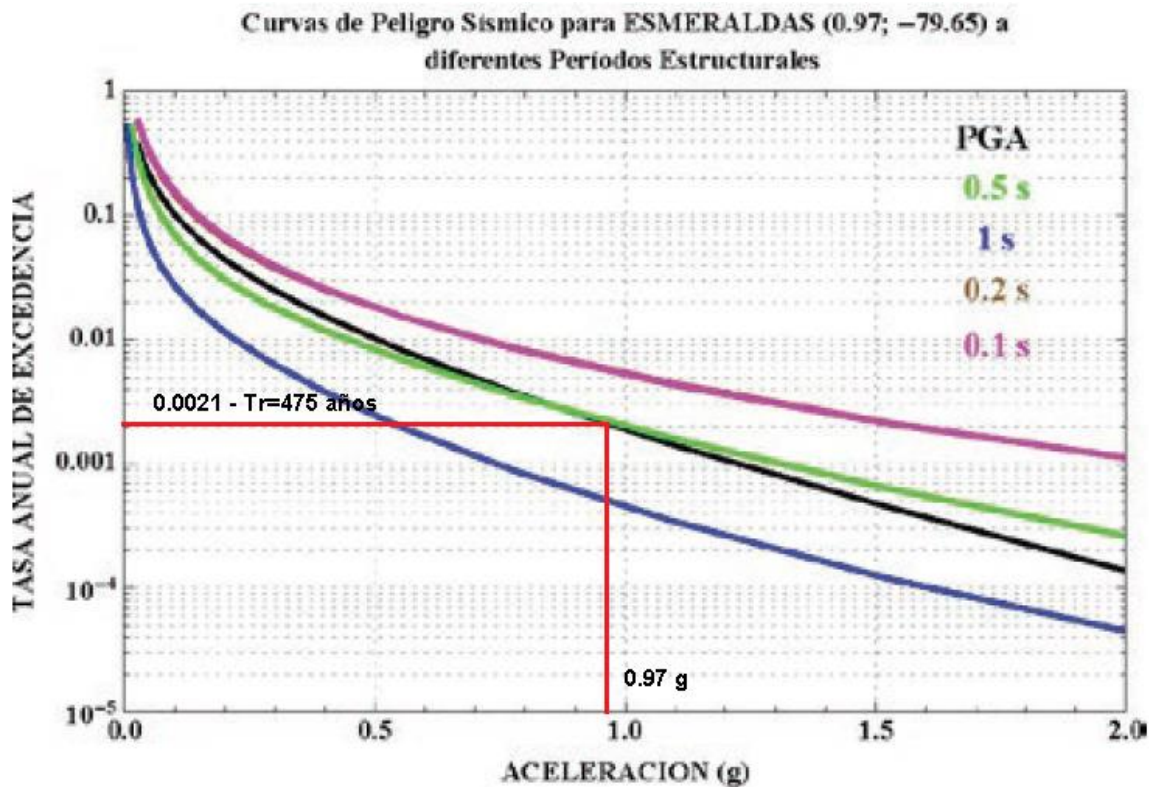
Parámetros para el espectro de aceleraciones de diseño.

Parámetro	Valor	Observación
n	2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
r	1.50	Sec 3.3.1, NEC-15
Fa	0.85	Tabla 3, Sec.3.2.2, NEC-15
Fd	1.50	Tabla 4, Sec.3.2.2, NEC-15
Fs	2.00	Tabla 5, Sec.3.2.2, NEC-15
To	0.35	Sec.3.3.1, NEC-15
Tc	2.47	Sec.3.3.1, NEC-15

El valor de Z de acuerdo con la sección 3.1.1. de la NEC-15 se tomó de la Tabla 19 de la misma normativa, obteniendo un valor de 0.5 de g para las ciudades cercanas a Esmeraldas. De acuerdo con la sección 3.1.2. de la NEC-15 para estructuras de ocupación esencial se deben diseñar utilizando fuerzas sísmicas no menores a las estipuladas por el método estático ni menores a las fuerzas sísmicas calculadas utilizando la aceleración máxima esperada en el terreno (PGA) obtenida de las curvas de peligro sísmico de la provincia donde se encuentre el proyecto para un período de retorno de 475 años, sin la aplicación del factor de importancia I. Por lo tanto, de la curva de peligrosidad sísmica de Esmeraldas se ha obtenido un valor PGA de 0.97 g como se aprecia en la Figura 38.

Figura 38

Aceleración máxima esperada en el terreno (PGA) para Esmeraldas.



Adaptado de la *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS* (pág. 115), por Ministerio de Desarrollo Urbano y de Vivienda, 2015, MIDUVI

En base a estos valores se obtuvieron los espectros de aceleración presentados en la Figura 39. A continuación, es necesario estimar el período de vibración de la estructura para obtener la aceleración espectral, para ello se estimó el período de la estructura utilizando el método 1 propuesto en la NEC-15 con la siguiente ecuación.

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha \quad (66)$$

Donde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

Debido a que la estructura se diseñará con perfiles metálicos, se tomaron los valores de C_t , α correspondiente a estructuras de acero sin arriostramientos de la Tabla 26.

Tabla 26

Valores de C_t , α para estimar el período fundamental de una estructura.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructura de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Nota. Recuperado de Norma Ecuatoriana de la Construcción Peligro Sísmico y Diseño Sismoresistente NEC-SE-DS 2015.

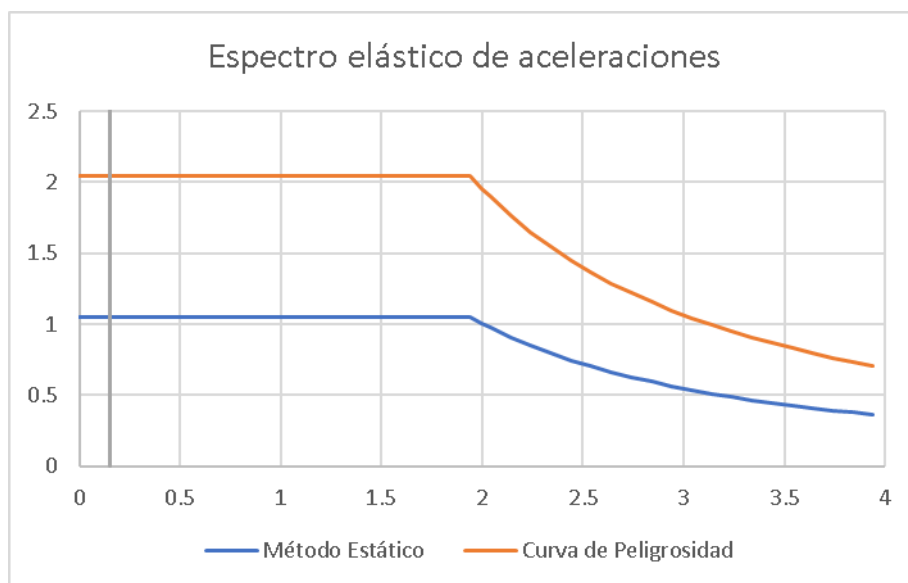
$$T = 0.072 * 2.50^{0.8}$$

$$T = 0.1499 \text{ s}$$

Con el valor estimado del período de la estructura se obtuvo las aceleraciones espectrales para la estructura como se puede observar en la Figura 39. En el caso del método estático se obtuvo una aceleración espectral de 1.054 g, mientras que utilizando las curvas de peligrosidad se obtuvo una aceleración de 2.044 g. Con estas aceleraciones se calcularon los cortante basales utilizando la ecuación (65). Los coeficientes utilizados se presentan en la Tabla 27.

Figura 39

Espectros elásticos de aceleraciones obtenidas por los dos métodos que plantea la NEC-15.

**Tabla 27**

Cálculo del cortante basal por el método estático y curvas de peligrosidad.

Parámetro	Método estático	Curvas de peligrosidad
I	1.50	-
Sa(Ta)	1.05	2.04
R	8.00	8.00
ϕ_p	1.00	1.00
ϕ_E	1.00	1.00
W (T)	3.07	3.07
V (T)	5.95	7.69

El cortante basal a utilizar es el obtenido por medio de las curvas de peligrosidad por ser mayor al obtenido por el método estático. Debido a que la estructura es de un solo nivel, el cortante se repartió para cada uno de los pórticos en cada sentido, resultando en una carga de 2.56 T en cada pórtico.

Carga por viento

Para el cálculo de la presión del viento se considera una velocidad instantánea máxima V de 21 m/s, el coeficiente de corrección σ según la Tabla 8 es de 0.91 al ser una estructura de menos de 5m de altura proyectada a ubicarse en una zona rural perteneciente a la categoría A, entonces la velocidad de viento corregida es:

$$V_b = V * \sigma$$

$$V_b = 21 \text{ m/s} * 0.91$$

$$V_b = 19.11 \text{ m/s}$$

Con la velocidad instantánea máxima corregida podemos determinar la fuerza que ejercerá el viento sobre la estructura, este valor depende de un factor de forma C_f que de acuerdo con la Tabla 9 para superficies inclinadas a menos de 15° y considerando el caso más crítico presentado en la Figura 14 se define un factor de forma de 0.3.

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * C_e * C_f$$

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 \text{ kg/m}^3 * 19.11^2 \text{ m/s} * 0.91 * 0.3$$

$$P = 62.31 \text{ Pa}$$

$$P = 0.00625 \text{ Tn/m}^2$$

Carga por granizo

No se considera la carga por granizo por que el terreno de implantación del proyecto se encuentra a menos de 1500 msnm.

Modelo en SAP 2000

Secciones y materiales

Para el diseño se consideró el uso de acero de tipo A36, las propiedades mecánicas utilizadas se pueden observar en la Figura 40. En la Figura 41 se presenta la

estructura modelada en SAP 2000 y después de un proceso iterativo se asignaron las secciones que se presentan en la Tabla 28.

Figura 40

Propiedades para acero A36.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for A36 steel. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' (A36), 'Material Type' (Steel), and 'Material Notes'. The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' (7.849E-06) and 'Mass per Unit Volume' (8.004E-10). The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (20389.019), 'Poisson, U' (0.3), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (1.170E-05), and 'Shear Modulus, G' (7841.9304). The 'Other Properties for Steel Materials' section includes 'Minimum Yield Stress, Fy' (25.3105), 'Minimum Tensile Stress, Fu' (40.778), 'Expected Yield Stress, Fye' (37.9658), and 'Expected Tensile Stress, Fue' (44.8558).

Figura 41

Estructura del cuarto de almacenamiento.

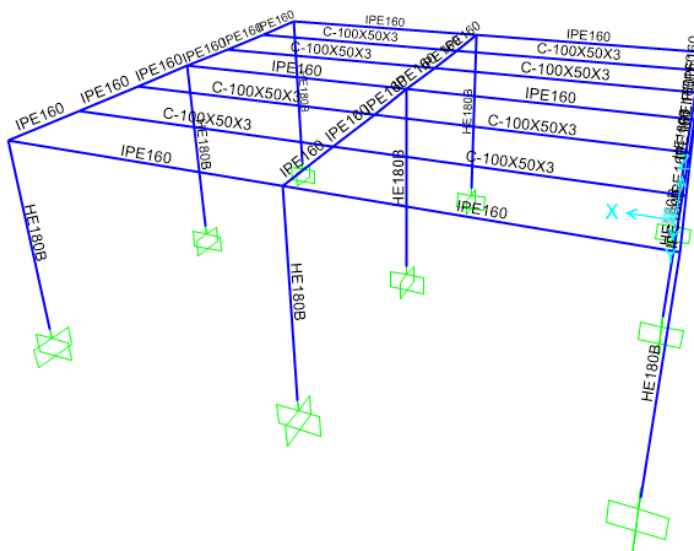


Tabla 28

Secciones para la bodega de almacenamiento.

Elemento	Perfil	Dimensiones	Material
Columnas	HEB-180	180x180x14x8.5	ASTM-A36
Vigas	IPE-160	160x82x7.4x5	ASTM-A36
Correas	Tipo C	100x50x3	ASTM-A36

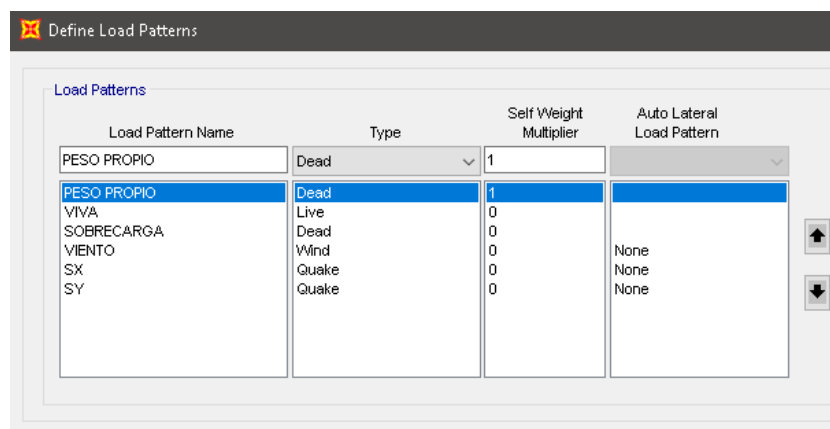
Asignación de cargas

Para la asignación de las cargas a la estructura se crearon diferentes patrones de carga que se presentan en la Figura 42. Las cargas gravitacionales y de viento se aplicaron como una carga distribuida directamente sobre las correas de la cubierta mientras que las cargas sísmicas se aplicaron en los nudos de cada pórtico en cada uno de los sentidos de análisis. Las cargas aplicadas fueron las siguientes:

- Sobrecarga (Techo + Instalaciones): 23.00 kg/m
- Carga viva 66.96 kg/m
- Carga de viento 5.81 kg/m
- Carga sísmica 2.563 T/pórtico

Figura 42

Patrones de carga.

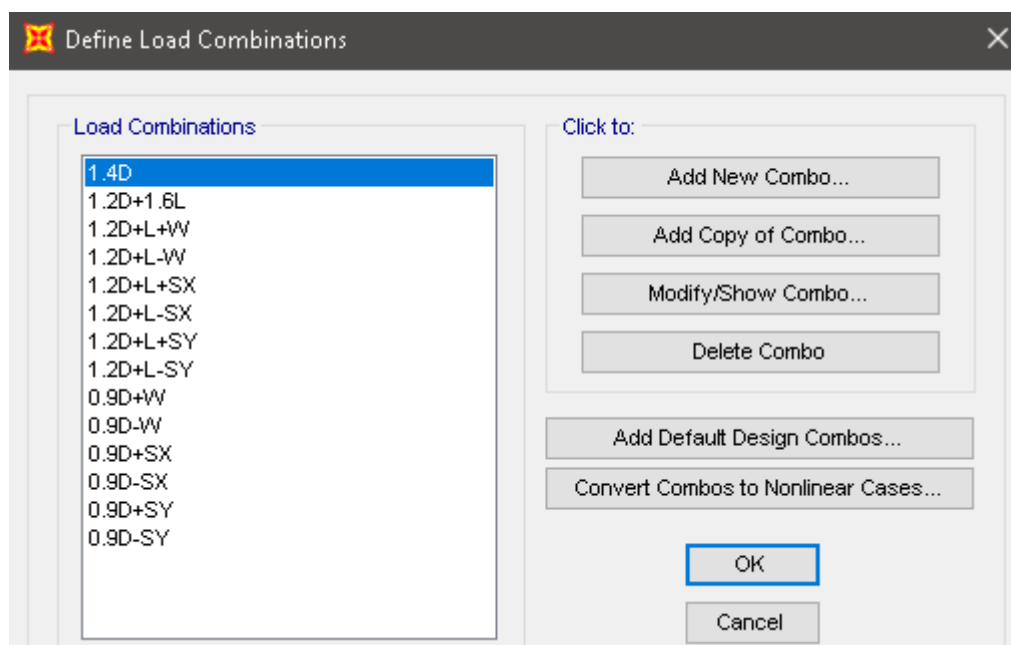


Combinaciones de carga

Para el diseño de la estructura se definieron las diferentes combinaciones de carga que establece la NEC-SE-CG, estas se presentan en la Figura 43.

Figura 43

Combinaciones de carga definidas en SAP 2000.



Resultados

Con la ayuda del módulo de diseño del programa SAP 2000 se realizó la comprobación de las secciones de la estructura con los parámetros de diseño que se presentan en la Figura 44. En la Figura 45 se puede observar que todas las secciones asignadas se encuentran dentro de un rango muy aceptable de esfuerzos.

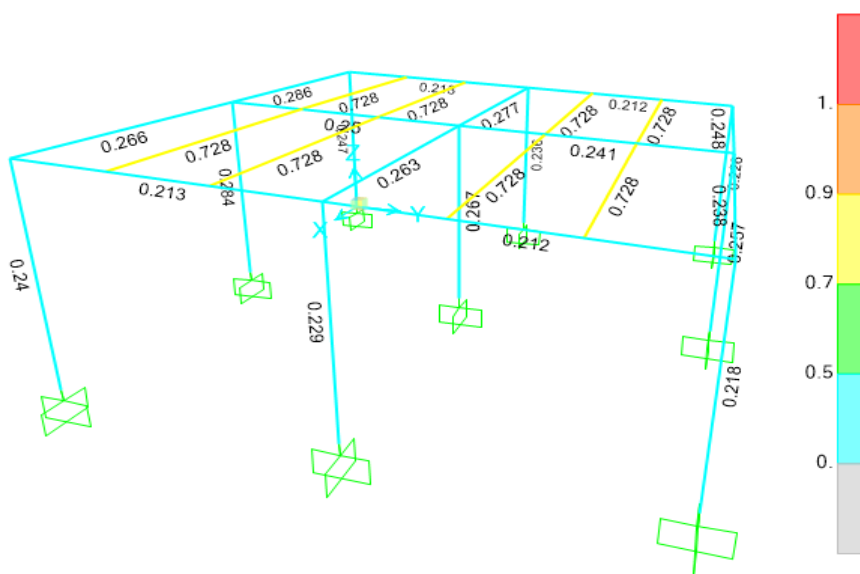
Figura 44

Parámetros de diseño de estructuras de acero en SAP 2000.

Item	Value
1 Design Code	AISC 360-10
2 Multi-Response Case Design	Envelopes
3 Framing Type	SMF
4 Seismic Design Category	D
5 Importance Factor	1.5
6 Design System Rho	1.
7 Design System Sds	1.8042
8 Design System R	3.5
9 Design System Omega0	3.
10 Design System Cd	3.
11 Design Provision	LRFD
12 Analysis Method	Direct Analysis
13 Second Order Method	General 2nd Order
14 Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
15 Phi(Bending)	0.9
16 Phi(Compression)	0.9
17 Phi(Tension-Yielding)	0.9
18 Phi(Tension-Fracture)	0.75
19 Phi(Shear)	0.9
20 Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1.
21 Phi(Torsion)	0.9
22 Ignore Seismic Code?	No
23 Ignore Special Seismic Load?	No

Figura 45

Comprobación de esfuerzos en los elementos de acero.



Si bien los perfiles están sobredimensionados para los esfuerzos provocados por las cargas, son necesarios para cumplir con las derivas mínimas que establece la NEC-15 para estructuras de acero. Las derivas inelásticas obtenidas fueron las siguientes:

$$\delta_x = 0.0084 \text{ m}$$

$$\delta_y = 0.0036 \text{ m}$$

$$\Delta_E = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{H_i}$$

$$\Delta_{Ex} = \frac{0.0084 - 0}{2.50} = 0.00336$$

$$\Delta_{Ey} = \frac{0.0036 - 0}{2.50} = 0.00144$$

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_{Mx} = 0.75 * 8 * 0.00336 = 0.02 \text{ OK}$$

$$\Delta_{My} = 0.75 * 8 * 0.00144 = 0.008 \text{ OK}$$

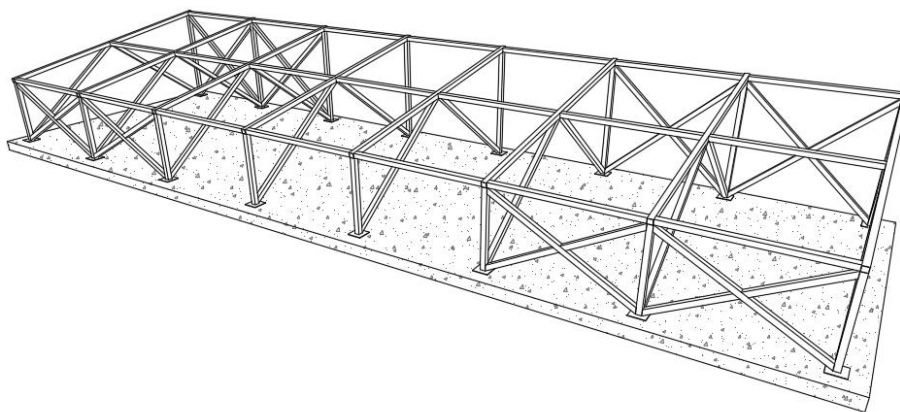
Diseño del módulo de captación

Dimensionamiento del módulo de captación

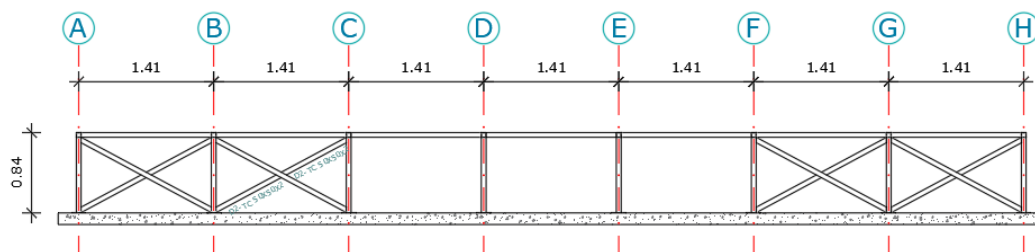
El mercado oferta estructuras de soporte de diferentes materiales y configuraciones, que, según las especificaciones técnicas del fabricante, garantiza la funcionalidad y correcto comportamiento ante las acciones a las que se expone. Sin embargo, a fin de constatar que la estructura tenga el diseño adecuado para soportar un sismo de diseño y un sismo máximo considerado se realiza el diseño de una estructura compuesta por perfiles tubulares y ángulos de acero galvanizado con una configuración tipo cercha con arriostramientos concéntricos en vanos específicos, como se presenta en las siguientes figuras.

Figura 46

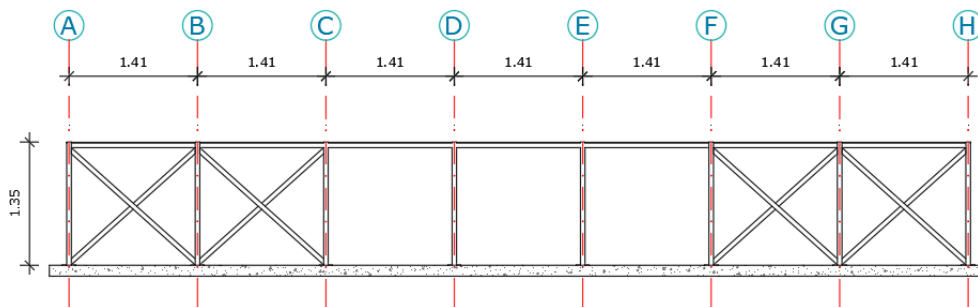
Configuración de la estructura, vista frontal y lateral.

**Figura 47**

Vista frontal del módulo de captación.

**Figura 48**

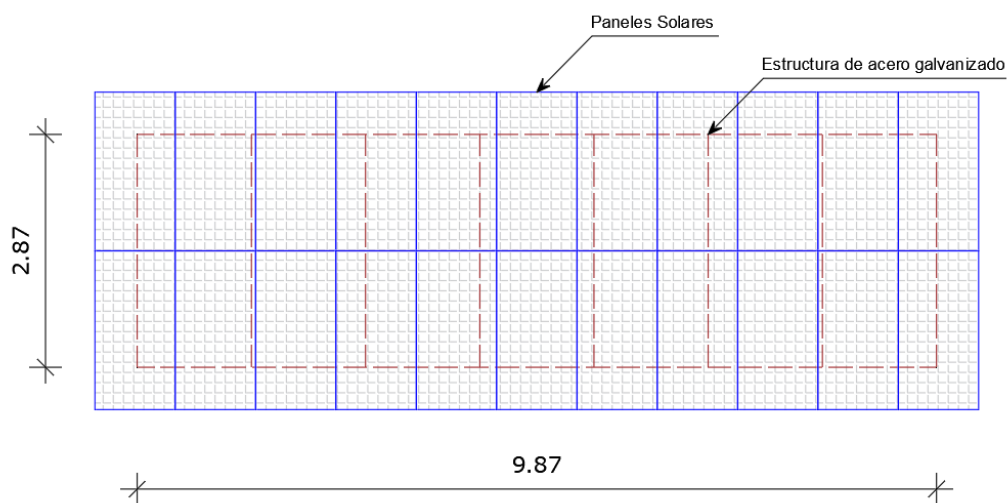
Vista posterior del módulo de captación.



El dimensionamiento del sistema de generación, nos indican que se requiere de un arreglo de 5 paneles en serie y 66 en paralelo con un total de 330 paneles en un área de 640.32 m². Dado esto, se considera distribuir el total de paneles en 15 módulos con 22 paneles cada uno. Cada módulo es de 2.86 m de ancho por 9.787 m de largo como se muestra en la Figura 49.

Figura 49

Arreglo de paneles

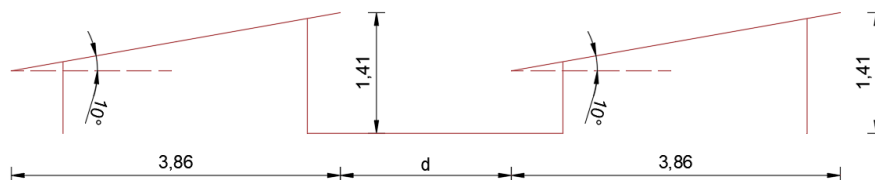


Distanciamiento entre módulos de captación

La inclinación de la estructura de soporte del sistema fijo es de 10°, a partir del número de paneles requeridos, se hacen arreglos de 15 módulos que contienen 22 paneles cada uno, con un ancho de 3.86 m y una altura de 1.41 m como se muestra en la Figura 50.

Figura 50

Esquema de separación entre módulos.



El factor adimensional k se determina en función de la latitud de la zona del proyecto, estas coordenadas se determinan mediante la herramienta Google Earth. Con una posición de 0.638436° , -79.462791° .

$$k = \frac{1}{\tan(61^\circ - \text{latitud})}$$

$$k = \frac{1}{\tan(61^\circ - 0.638436^\circ)}$$

$$k = 0.57$$

A partir del valor adimensional k se define la distancia horizontal mínima d requerida entre módulos de paneles.

$$d = h * k$$

$$d = 1.41 \text{ m} * 0.57$$

$$d = 0.804 \text{ m}$$

La distancia mínima horizontal es de 0.80 m, pero, considerando la facilidad de movilidad para efectos de mantenimiento y el área disponible para el proyecto se asumirá una distancia entre módulos de 3.00 m.

Cuantificación de cargas

Cargas permanentes

La carga correspondiente al peso propio de los elementos estructurales se calculó con el programa SAP 2000 mientras que la sobrecarga impuesta a la estructura corresponde a los paneles de silicio cristalino Jinko Solar JKM300P-72 con un peso unitario de 26.5 kg. Cada módulo de captación está diseñado para soportar 22 paneles solares lo cual resulta en una carga distribuida de 583 kg, esta carga se distribuye directamente sobre las correas del soporte como una carga uniformemente distribuida.

Carga Viva

Debido a que la estructura del módulo es de baja altura no se ha considerado ninguna carga viva correspondiente a instalación y mantenimiento de la estructura puesto que estas actividades se pueden realizar a nivel de piso.

Cargas por viento

Las cargas provocadas por la acción del viento se calcularon de la misma manera que para la estructura de almacenamiento, esto corresponde a una presión de viento de 6.25 kg/m².

Cargas accidentales por sismo

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura del módulo de captación se utilizaron los mismos parámetros presentados en la Tabla 25 para obtener el espectro de diseño de aceleraciones, se utilizó el espectro obtenido por medio de las curvas de peligrosidad puesto que resulta ser el más crítico. El período fundamental de la estructura se extrajo del modelo realizado en SAP 2000 y se comprobó con la ecuación planteada por la NEC-15 para estimar el período.

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha$$

$$T = 0.073 * 1.41^{0.75}$$

$$T = 0.0944 \text{ s}$$

$$T_{SAP2000} = 0.1081 \text{ s}$$

Con este período se obtuvo del espectro de diseño presentado en la Figura 39 una aceleración espectral de 2.044 g, para la carga reactiva W se tomó en cuenta únicamente el 100% de la carga muerta debido a que no se asignó carga viva. Debido a que la estructura que se diseñó no corresponde a una edificación convencional se utilizó un factor R de 1.25, tomado de la tabla 15.2-4, ASCE 7-16 de coeficientes sísmicos para estructuras que no son edificios en la categoría de estructuras auto soportadas. Como se utilizó el espectro de diseño en base a las curvas de peligrosidad no se aplicó el factor de importancia I como lo menciona la NEC-15.

Con toda esta información se calculó el cortante basal a aplicar en la estructura como se muestra a continuación:

$$V = \frac{S_a(T_a)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} \cdot W$$

$$V = \frac{2.044 \cdot 9.81}{1.25 \cdot 1 \cdot 1} \cdot 1.575$$

$$V = 25.26 \text{ T}$$

Este cortante basal se distribuyó a todos los pórticos de la estructura en cada uno de los sentidos de análisis.

Carga por granizo

No se considera la carga por granizo por que el terreno de implantación del proyecto se encuentra a menos de 1500 msnm.

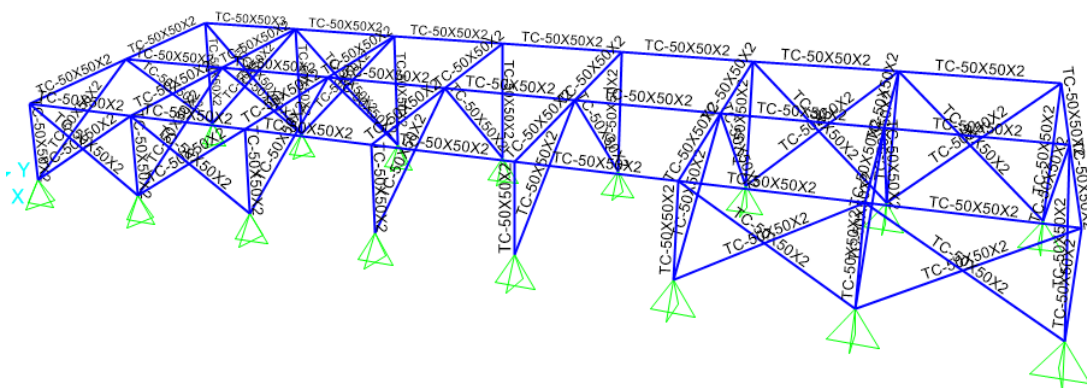
Modelo en SAP 2000

Secciones y materiales

Para el diseño de la estructura de soporte se decidió utilizar tubo estructural galvanizado de 50x50x2 milímetros de acero ASTM-A36 con las propiedades mecánicas que se describieron en la Figura 40. En la Figura 51, se puede observar el modelado en SAP 2000 de la estructura de captación.

Figura 51

Modelo en SAP 2000 de la estructura de captación de energía solar.



Asignación de cargas

Como se mencionó en apartados anteriores, no se consideró la aplicación de carga viva sobre la estructura de soporte de los paneles solares debido a la baja altura de ésta, por tanto, las únicas cargas que se aplicaron para el diseño fueron, carga permanente, carga accidental por viento y sismo. Las cargas permanentes y de viento fueron asignadas directamente sobre los perfiles horizontales puesto que es a donde se anclarán los paneles solares y a donde se transmitirán todos los esfuerzos. Las cargas aplicadas fueron las siguientes:

- Carga permanente (paneles): 31.9 kg/m
- Carga accidental por viento: 10.69 kg/m

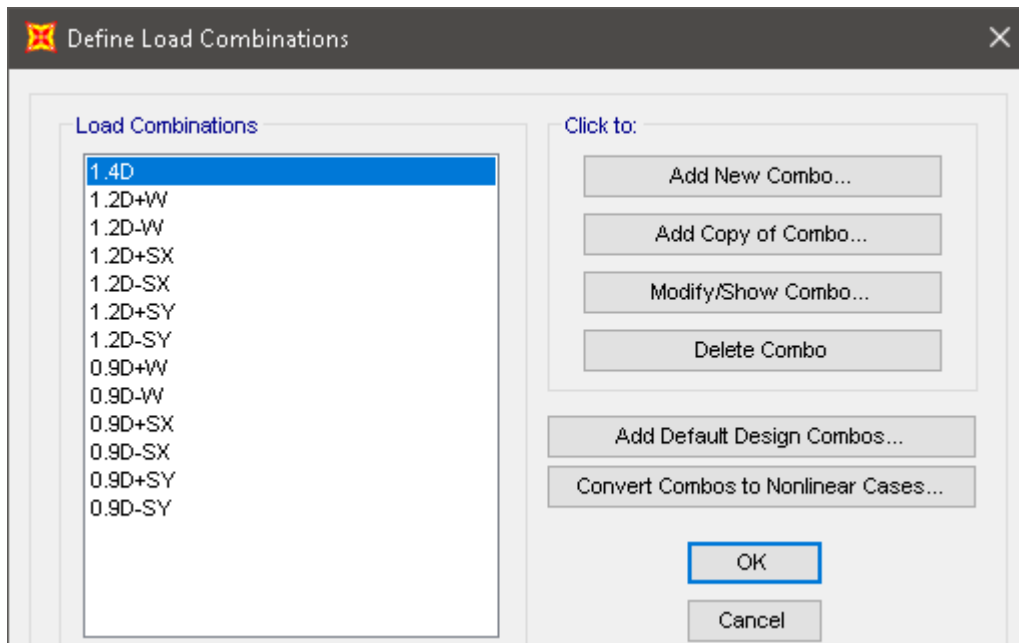
- Carga accidental por sismo (sentido X): 12.63 T/nudo
- Carga accidental por sismo (sentido Y): 3.15 T/nudo

Combinación de cargas

Las combinaciones utilizadas se presentan en la Figura 52, las mismas fueron tomadas del capítulo de la NEC-15 correspondiente a cargas no sísmicas con la única variación de la inexistencia de cargas vivas.

Figura 52

Combinaciones de carga para el diseño del módulo de captación.

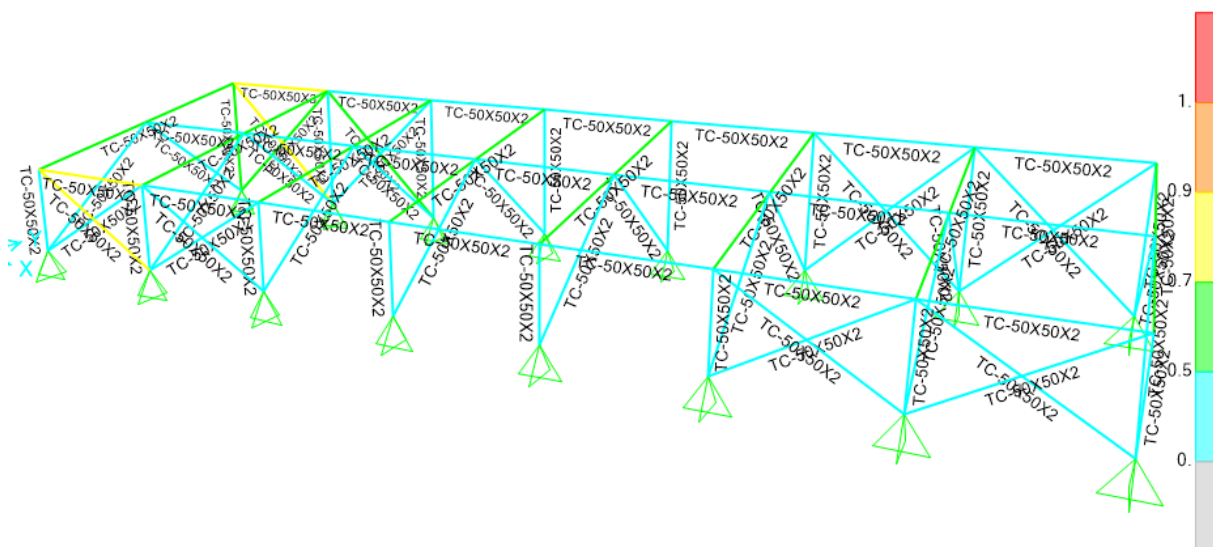


Resultados

En la Figura 53, se presenta el diseño realizado en SAP 2000 donde se puede apreciar que ante las cargas descritas se comporta adecuadamente.

Figura 53

Diseño del módulo de captación en el programa SAP 2000



Diseño de cimentación

Cimentación de la estructura de almacenamiento

De acuerdo con las consideraciones geotécnicas que se trataron en puntos anteriores se optó por utilizar una losa de cimentación sobre una región de suelo mejorado con el sistema Geopier®. Debido a que la implementación de este sistema de mejoramiento del suelo genera que este no tenga una rigidez uniformemente distribuida bajo la cimentación no es posible utilizar el diseño basado en teorías de lecho elástico uniforme, para ello Richards, Miller, y Wissmann (2010), han desarrollado en base a modelos de elementos finitos cartillas de diseño para losas de cimentación sobre pilares Geopier.

Para poder utilizar estas cartillas de diseño es necesario tener el diseño del mejoramiento con elementos Geopier ya que las curvas que se presentan se encuentran expresadas en función de parámetros de diseño de los pilares. El primer paso para el diseño de la losa de cimentación es la selección de las gráficas adecuadas

para el mejoramiento del suelo, esto se realiza en base a la relación entre las rigideces de los elementos Geopire y el suelo sin mejorar (k_g/k_m) que para el presente caso de estudio tiene un valor de 5, con este valor se eligieron las curvas que se presentan en la Figura 54 y con los parámetros que se presentan en la Tabla 29 se realiza el predimensionamiento del espesor de la losa de cimentación.

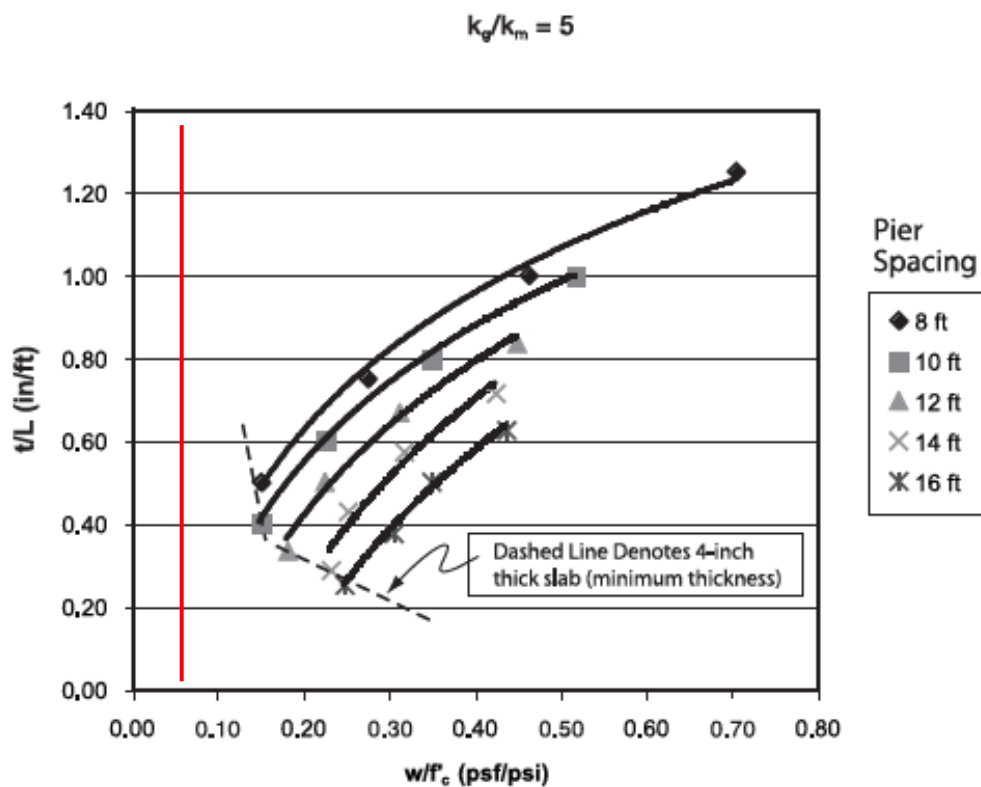
Tabla 29

Parámetros del diseño de elementos Geopier.

Parámetros		Valor	Unidades
Espaciamiento de eje a eje del pilar,	L	8	ft
Rigidez del pilar, k_g		285.14	psi/in
Rigidez del suelo matriz, k_m		57.01	psi/in
Relación de rigidez, $R_s = k_g/k_m$		5	adim
Carga uniforme aplicada sobre la losa,	w	149.51	psf
Resistencia del concreto, f'c		2986.90	psi
Relación w/f'c		0.05	psf/psi

Figura 54

Esesor normalizado requerido de losa de cimentación para una relación de rigideces (k_g/k_m) de 5



Tomado, *Structural Design Considerations for Uniformly-Loaded Floor Slabs Supported by Rammed Aggregate Pier Elements* (pág. 8), por Richards, Jason; Miller, John; Wissmann, Kord, 2010, Geopier Foundation Company, Inc.

Debido a que las cargas que descansan sobre la losa de cimentación son demasiado pequeñas, el valor del factor w/f'_c se encuentra por debajo de la línea punteada que corta a la curva correspondiente al espaciamiento de 8 ft por lo cual el predimensionamiento de la losa se establece en un espesor de 4 pulgadas o 10.16 cm.

A continuación, se realiza el chequeo del espesor de la losa frente a las acciones de punzonamiento en la zona de las columnas más cargadas.

$$v_p = 1.06\sqrt{f'c} \quad (67)$$

$$v_p = 15.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = \frac{Vu}{\phi b_o d} \quad (68)$$

$$v_c = \frac{1476 \text{ kg}}{0.75 * 110 \text{ cm} * 2.6 \text{ cm}} = 6.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c < v_p \Rightarrow OK$$

De acuerdo con la NEC-15 y el ACI-318 el recubrimiento mínimo que se debe tomar en cuenta para superficies que estarán expuestas a la intemperie o en contacto permanente con el suelo será de 75 mm y para elementos tipo losa que no se encuentren en contacto con el suelo será de 20 mm. Por este motivo se ha decidido utilizar un espesor para la losa de cimentación de 12 cm para poder garantizar los recubrimientos mínimos del acero de refuerzo.

El diseño del acero de refuerzo a flexión se realizó tomando en cuenta los mayores momentos que se presentan en la losa en las dos direcciones y utilizando la expresión que se presenta a continuación:

$$A_s = 0.85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right) \quad (69)$$

Diseño a flexión en sentido X

$$M = 1.19 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$b = 280 \text{ cm} \quad \text{ancho de diseño}$$

$$d = 4.5 \text{ cm} \quad \text{altura efectiva}$$

$$A_s = 0.85 * \frac{210 * 280 * 4.5}{4200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.19 * 10^5}{0.85 * 0.9 * 210 * 280 * 4.5^2}} \right)$$

$$A_s = 7.52 \text{ cm}^2 @ 2.80 \equiv 2.69 \text{ cm}^2 @ 1\text{m}$$

Diseño a flexión en sentido Y

$$M = 1.53 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$b = 315 \text{ cm} \quad \text{ancho de diseño}$$

$$d = 4.5 \text{ cm} \quad \text{altura efectiva}$$

$$A_s = 0.85 * \frac{210 * 315 * 4.5}{4200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.53 * 10^5}{0.85 * 0.9 * 210 * 315 * 4.5^2}} \right)$$

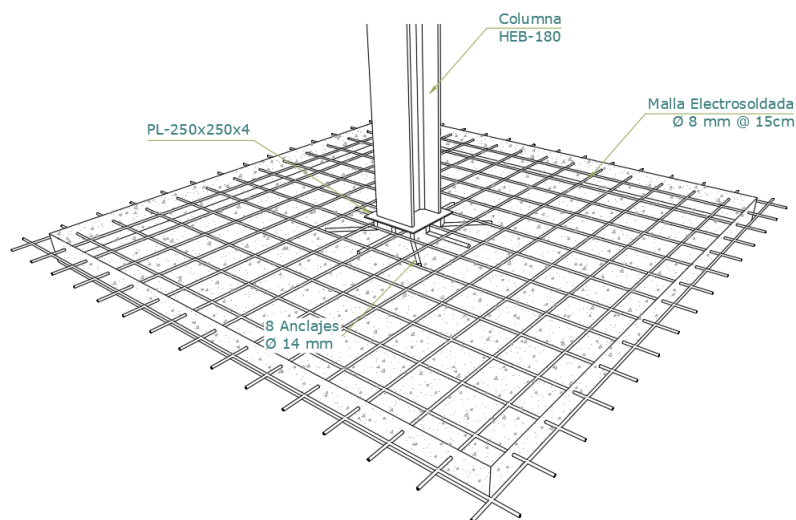
$$A_s = 9.79 \text{ cm}^2 @ 2.80 \equiv 3.11 \text{ cm}^2 @ 1\text{m}$$

De acuerdo con la cantidad de acero requerida, se propone el uso de una malla electrosoldada de 8mm @ 15cm en cada dirección que comercialmente equivale a una malla ARMEX – R 335 con un área de refuerzo en cada sentido de 3.35 cm²/m.

En la Figura 55, se presenta un esquema del armado de la losa de cimentación y el anclaje con una columna de la estructura. En el ANEXO C se presenta el plano con los detalles de diseño y armado la estructura de almacenamiento y su cimentación.

Figura 55

Esquema de armado de losa de cimentación de la estructura de almacenamiento.



Cimentación para el módulo de captación

Debido a que las cargas transmitidas a la cimentación del módulo de captación son más pequeñas que las que se presentaban en el cuarto de almacenamiento se decidió utilizar el espesor mínimo de losa de 12cm. Este espesor se comprobó ante los efectos de punzonamiento como se muestra a continuación:

$$v_p = 1.06\sqrt{f'c}$$

$$v_p = 15.36 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_c = \frac{Vu}{\phi b_o d}$$

$$v_c = \frac{1611 kg}{0.75 * 98 * 4.5} = 4.87 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_c < v_p \Rightarrow OK$$

Diseño a flexión en sentido X

$$M = 0.9796 \text{ T} \cdot m$$

$$b = 144 \text{ cm}$$

$$d = 4.5 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.85 * \frac{210 * 144 * 4.5}{4200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.9796 * 10^5}{0.85 * 0.9 * 210 * 144 * 4.5^2}} \right)$$

$$A_s = 6.53 \text{ cm}^2 @ 1.44 \text{ m} \equiv 4.55 \text{ cm}^2 @ 1 \text{ m}$$

Diseño a flexión ensentido Y

$$M = 0.7167 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$b = 141 \text{ cm}$$

$$d = 4.5 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.85 * \frac{210 * 141 * 4.5}{4200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.7167 * 10^5}{0.85 * 0.9 * 210 * 141 * 4.5^2}} \right)$$

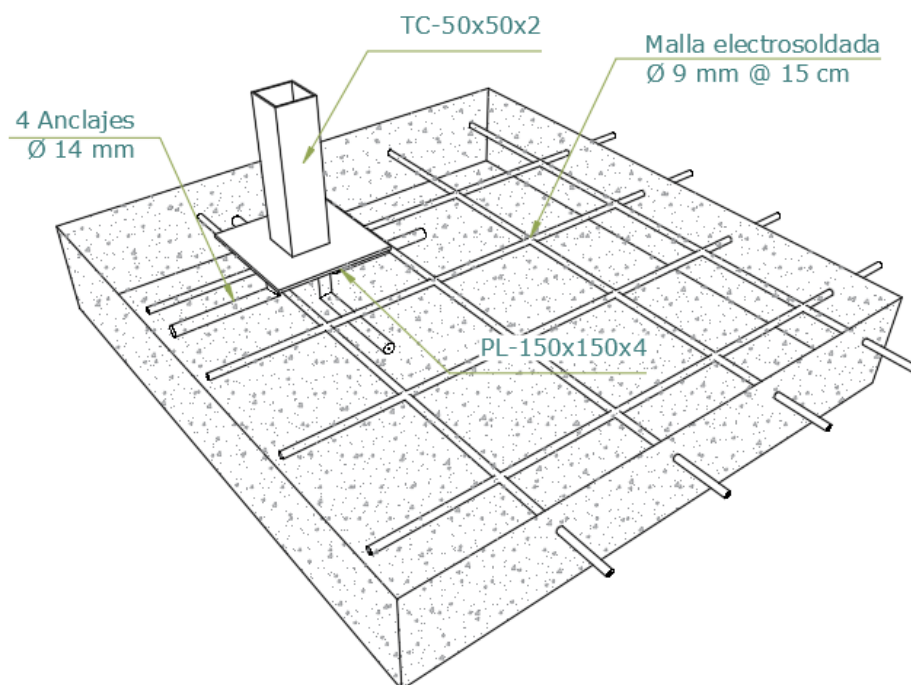
$$A_s = 4.61 \text{ cm}^2 @ 1.41 \text{ m} \equiv 3.27 \text{ cm}^2 @ 1 \text{ m}$$

De acuerdo con la cantidad de acero requerida, se propone el uso de una malla electrosoldada ARMEX – R 424 de 9mm @ 15cm en cada dirección.

En la Figura 56, se presenta un esquema del armado de la losa de cimentación y el anclaje a uno de los elementos de la estructura del módulo de captación. En el ANEXO D se presenta el plano con los detalles de diseño y armado del módulo de captación y su cimentación.

Figura 56

Esquema de armado de losa de cimentación del módulo de captación.



En los Anexos E y F, se presenta el plano de implantación del proyecto y el modelamiento en 3D.

Capítulo 5

Resultados de la Investigación

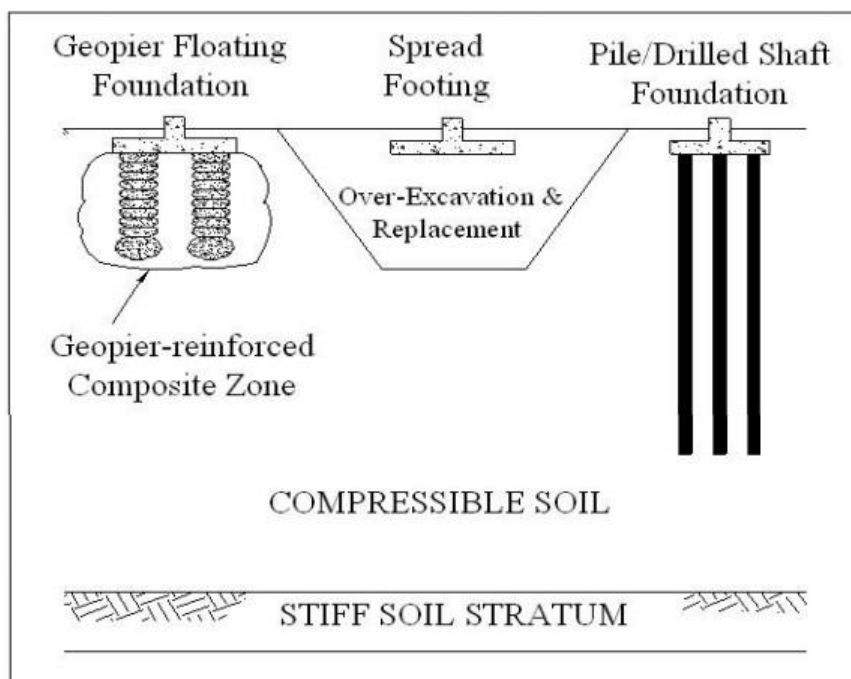
Análisis de los resultados

Comparativa de mejoramiento con columnas de grava con otros sistemas.

De acuerdo con las características que presenta el suelo de implantación del proyecto se consideraron diferentes opciones de cimentación para mitigar los problemas de licuefacción, como el uso de pilotes profundos, la excavación y reemplazo del suelo deficiente y el uso de pilares de grava compactada como se muestra en la Figura 57.

Figura 57

Tipos de cimentación para suelos poco competentes.



El uso de pilotes generalmente se puede encontrar en estructuras esbeltas o que transmiten grandes cargas a la cimentación, motivo por el cual estos pilotes deben atravesar las capas de suelo blando para llegar a un estrato suficientemente rígido. Teniendo en cuenta este antecedente, resulta poco viable este tipo de cimentación

debido a que las estructuras que se han diseñado no transmiten cargas tan grandes al suelo y los costos de construcción se incrementarían considerablemente.

Otra de las opciones que se consideró fue la excavación y reemplazo del material no competente, pero se descartó por los cortes excesivos necesarios para reemplazar el suelo con alto potencial licuable que encarecerían el proyecto volviéndolo poco rentable, adicionalmente de acuerdo con los estudios de suelos el nivel freático se encuentra a 3 metros lo cual incrementaría aún más los costos del mejoramiento del suelo por la presencia de agua durante la excavación.

Con estos antecedentes se estableció que la mejor opción para realizar el mejoramiento del suelo donde se implantaría la planta fotovoltaica sería un sistema a base de pilas de agregado compactado ya que este sistema brinda muchas ventajas sobre los sistemas tradicionales antes mencionados, como por ejemplo el uso de pilas de agregado compactado no requiere de llegar a un sustrato firme lo cual reduce el tamaño de los pilares, la compactación del material de la pila afecta positivamente al suelo matriz circundante aumentando su capacidad portante.

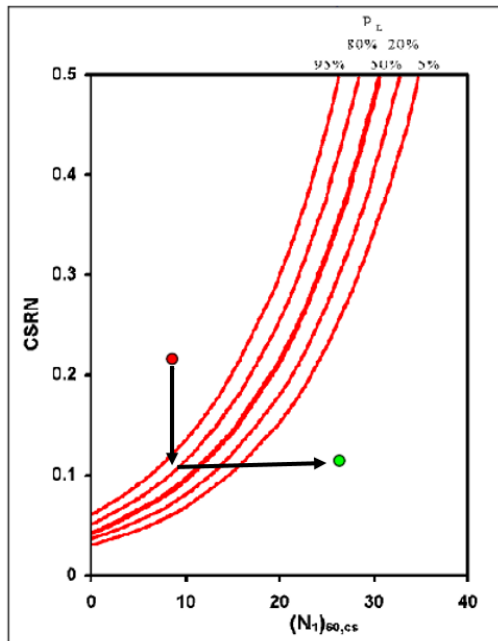
Control de licuefacción en el suelo mejorado con columnas de grava compactada

Los efectos de licuefacción en el suelo están en función del esfuerzo de corte residual y a la magnitud de las cargas de corte soportadas por el mismo. La provincia de Esmeraldas es categorizada según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción, como una zona de peligro sísmico muy alta, por ello la importancia de dar un correcto tratamiento a los suelos donde se cimentan proyectos esenciales. Los efectos de la licuefacción producen corrimientos laterales, pérdida de resistencia o capacidad portante, asentamientos localizados o hundimientos en bloque, causando fallas en las estructuras de fundación y haciendo que la funcionalidad de cualquier tipo de estructura sea inoperante.

El método utilizado para medir el potencial licuable del suelo se reduce a la correlación entre la relación del esfuerzo cíclico CRS y la resistencia a la penetración corregida $N_{1,60}$, medida en una curva con contornos de probabilidad para 5, 20, 50, 80 y 95, %. En la Figura 58 se representa con un punto rojo a un suelo con licuable, por estar sobre la curva del 95% y con un punto verde a un suelo que no tiene ningún problema de licuefacción que es la zona bajo la curva del 5%. El objetivo de dar un tratamiento al suelo es desplazar un punto de la zona con potencial licuable a la zona sin este efecto, cosa que ha sido posible evaluar de manera teórica luego de tratar el suelo con el sistema de columnas de grava compactada.

Figura 58.

Representación de un suelo licuable y un suelo no licuable en curvas de probabilidad de potencial licuable.



Adaptado de *Recent advances in soil liquefaction engineering: A Unified and Consistent Framework* (pág. 8), por Seed, y otros, 2003, UC Berkeley.

Se hace la suposición que la absorción de los esfuerzos cortantes está en función de la rigidez del elemento, por tanto, se establece una relación entre el esfuerzo cortante resistido por el suelo sin mejorar τ_s y el esfuerzo cortante inducido por el sismo τ , presentada en la ecuación (53). Esta relación(65) permite determinar un factor de reducción al esfuerzo cíclico generado por un sismo, sobre el suelo no mejorado. De acuerdo con número de columnas de grava compactada, requeridas en cada área, se establece una razón de área de reemplazo $Ra = 0.13$ y una razón de rigideces $R_s = 5$ con lo que se obtiene un factor de 0.66, es decir, el suelo natural sin mejoramiento va a resistir un 66% de los esfuerzos inducidos por el sismo. Con esto se reduce la relación de esfuerzos cíclicos de un promedio de 0.13 a 0.08.

El sistema Geopier proporciona datos de ensayos SPT realizados en diferentes tipos de suelos a los que se ha aplicado su tecnología. En la Tabla 30, se presentan rangos de resistencia a la penetración en arenas, con porcentajes de finos menores del 10% y mayores al 15% antes del mejoramiento; seguido del incremento de número de golpes del suelo luego del mejoramiento. Los datos fueron proporcionados por el Ing. Leonardo Jiménez gerente de proyectos GEOPIER. Datos reales se pueden obtener realizando ensayos SPT sobre el suelo mejorado, lo que proporciona mejor ajuste a los resultados, sin embargo, los datos utilizados son absolutamente confiables.

Tabla 30

Incremento de resistencia a la penetración luego de un mejoramiento con columnas de grava compactada.

Porcentaje de fino	N_{SPT}	N_{SPT}
	Preinstalación	Suelo mejorado
< 10	1-8	+8
	8-15	+14
	15-25	+14
	25-40+	+15
> 15	1-6	+8
	6-13	+5
	13-26	+8
	26-33+	

Nota. Datos proporcionados por el Ing. Leonardo Jiménez.

El incremento en el número de golpes SPT significa mayor resistencia a la penetración en el suelo, por tanto; mayor capacidad portante y mayor densidad del suelo adyacente; este efecto se produce con el incremento de esfuerzos horizontales debido a la densidad y rigidez de las columnas de grava compactada. Todos estos cambios en las características del suelo mitigan la licuefacción y sus efectos, por tanto, se crea un mejor lecho para cimentar la estructura. A continuación, en la Tabla 31 se presentan los parámetros de suelo luego del mejoramiento con el sistema GEOPIER.

Tabla 31

Parámetros de suelo mejorado y su potencial licuable.

Profundidad		N	N60	Estimación de q_u Tn/m ²	$N_{1,60}$	$N_{1,60CS}$	Factor de reducción	CSR * _{eq}	Potencial Licuable
Desde	Hasta								
Sondeo 1									
0.0	0.5	23	17.25	22.94	22.94	22.94	0.66	0.08	<5%
0.5	1.0	25	18.75	25.17	25.17	25.17	0.66	0.08	<5%
1.0	2.0	25	18.75	25.17	25.17	25.17	0.66	0.08	<5%
2.0	3.0	24	18.00	24.05	24.05	24.05	0.66	0.08	<5%
3.0	4.0	15	11.25	14.42	14.42	14.42	0.66	0.08	<5%
4.0	5.0	16	12.00	15.45	15.45	15.45	0.66	0.08	<5%
5.0	6.0	14	10.50	13.41	13.41	13.41	0.66	0.08	<5%
6.0	7.0	17	12.75	16.49	16.49	16.49	0.66	0.08	<5%
7.0	8.0	21	15.75	20.75	20.75	20.75	0.66	0.08	<5%
8.0	9.0	19	14.25	18.60	18.60	18.60	0.66	0.08	<5%
9.0	10.0	16	12.00	15.45	15.45	15.45	0.66	0.08	<5%
10.0	11.0	18	13.50	17.54	17.54	17.54	0.66	0.08	<5%
11.0	12.0	21	15.48	20.35	20.35	20.35	0.66	0.08	<5%
Sondeo 2									
0.00	0.50	26	19.50	26.30	26.30	26.30	0.66	0.08	<5%
0.50	1.00	29	21.75	29.73	29.73	29.73	0.66	0.08	<5%
1.00	2.00	33	24.75	34.43	34.43	34.43	0.66	0.08	<5%
2.00	3.00	46	34.50	50.41	50.41	50.41	0.66	0.08	<5%
3.00	4.00	17	12.75	16.49	16.49	16.49	0.66	0.08	<5%
4.00	5.00	18	13.50	17.54	17.54	17.54	0.66	0.08	<5%
5.00	6.00	17	12.75	16.49	16.49	16.49	0.66	0.08	<5%
6.00	7.00	27	20.25	27.43	27.43	27.43	0.66	0.08	<5%
7.00	8.00	16	12.00	15.45	15.45	15.45	0.66	0.08	<5%
8.00	9.00	28	21.00	28.58	28.58	28.58	0.66	0.08	<5%
9.00	10.00	33	24.75	34.43	34.43	34.43	0.66	0.08	<5%
10.00	11.00	30	22.50	30.90	30.90	30.90	0.66	0.08	<5%
11.00	12.00	31	23.27	32.10	32.10	32.10	0.66	0.08	<5%
Sondeo 3									
0.00	0.50	25	18.75	25.17	25.17	25.17	0.66	0.08	<5%
0.50	1.00	26	19.50	26.30	26.30	26.30	0.66	0.08	<5%
1.00	2.00	24	18.00	24.05	24.05	24.05	0.66	0.08	<5%
2.00	3.00	28	21.00	28.58	28.58	28.58	0.66	0.08	<5%
3.00	4.00	22	16.50	21.84	21.84	21.84	0.66	0.08	<5%
4.00	5.00	20	15.00	19.67	19.67	19.67	0.66	0.08	<5%
5.00	6.00	25	18.75	25.17	25.17	25.17	0.66	0.08	<5%

Profundidad		N	N ₆₀	Estimación de q_u Tn/m ²	$N_{1,60}$	$N_{1,60CS}$	Factor de reducción	CSR^*_{eq}	Potencial Licuable
Desde	Hasta								
6.00	7.00	22	16.50	21.84	21.84	21.84	0.66	0.08	<5%
7.00	8.00	35	26.25	36.82	36.82	36.82	0.66	0.08	<5%
8.00	9.00	24	18.00	24.05	24.05	24.05	0.66	0.08	<5%
9.00	10.00	27	20.25	27.43	27.43	27.43	0.66	0.08	<5%
10.00	11.00	29	21.75	29.73	29.73	29.73	0.66	0.08	<5%
11.00	12.00	30	22.76	31.30	31.30	31.30	0.66	0.08	<5%

$N_{60}, N_{1,60}$: Resistencia a la penetración corregida por la energía del equipo y por esfuerzos verticales.

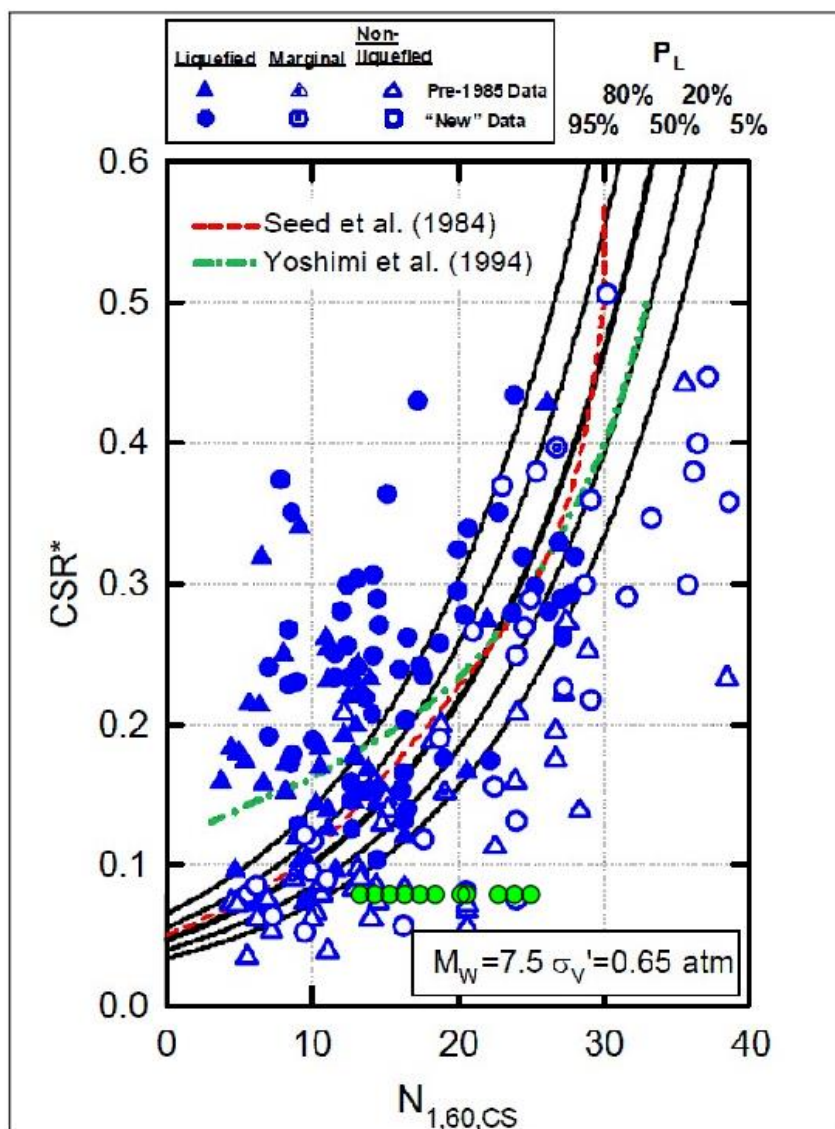
$N_{1,60CS}$: Resistencia a la penetración corregida y afectada por un factor de acuerdo con porcentaje de finos.

CSR^*_{eq} : Relación de esfuerzos cíclicos corregidos a la demanda de sitio.

Se evalúan los parámetros en las curvas correspondientes y se evidencia que todos los puntos se encuentran bajo la curva del 5%, es decir, en la zona donde no existe potencial de licuación.

Figura 59

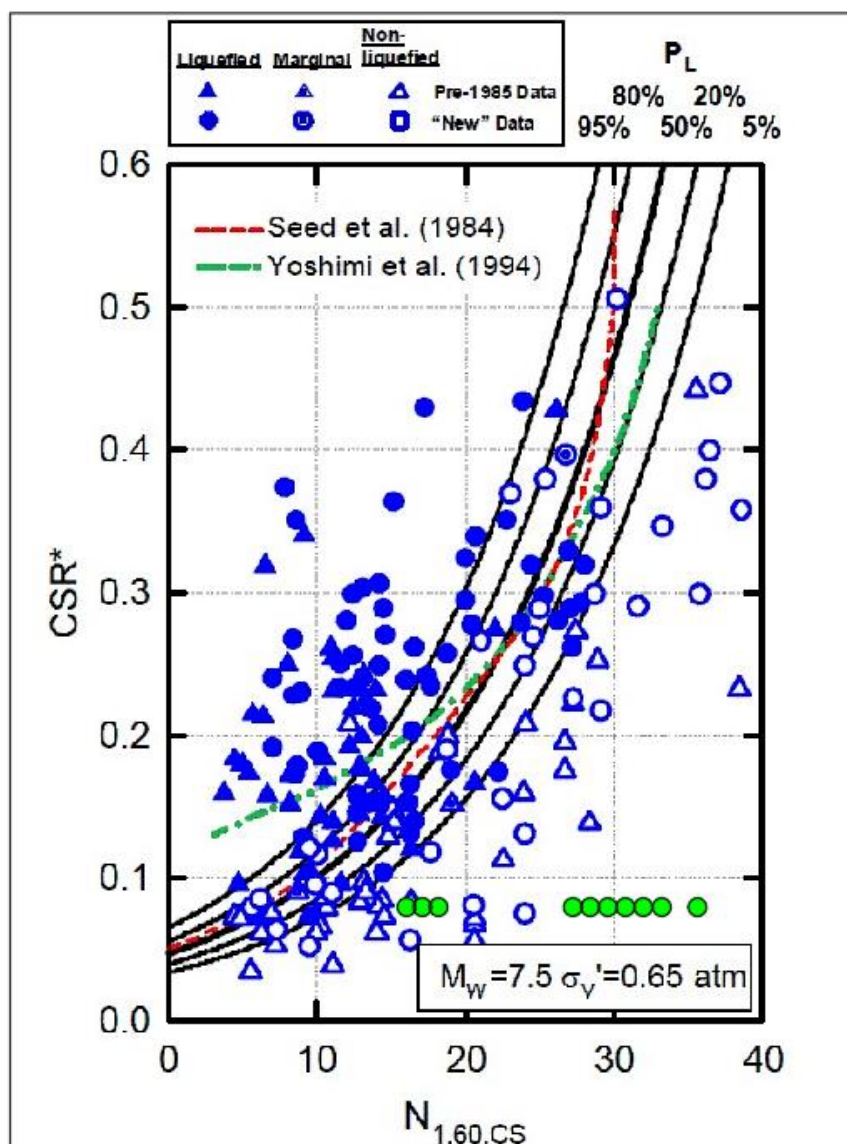
Potencial licuable del suelo analizado en el sondeo 1 a diferentes niveles, evaluados en función de la resistencia a la penetración corregida $N_{1,60}$ y a la relación de esfuerzos cíclicos CSR de esfuerzos cíclicos.



Adaptado de *Recent advances in soil liquefaction engineering: A Unified and Consistent Framework* (pág. 17), por Seed, y otros, 2003, UC Berkeley.

Figura 60

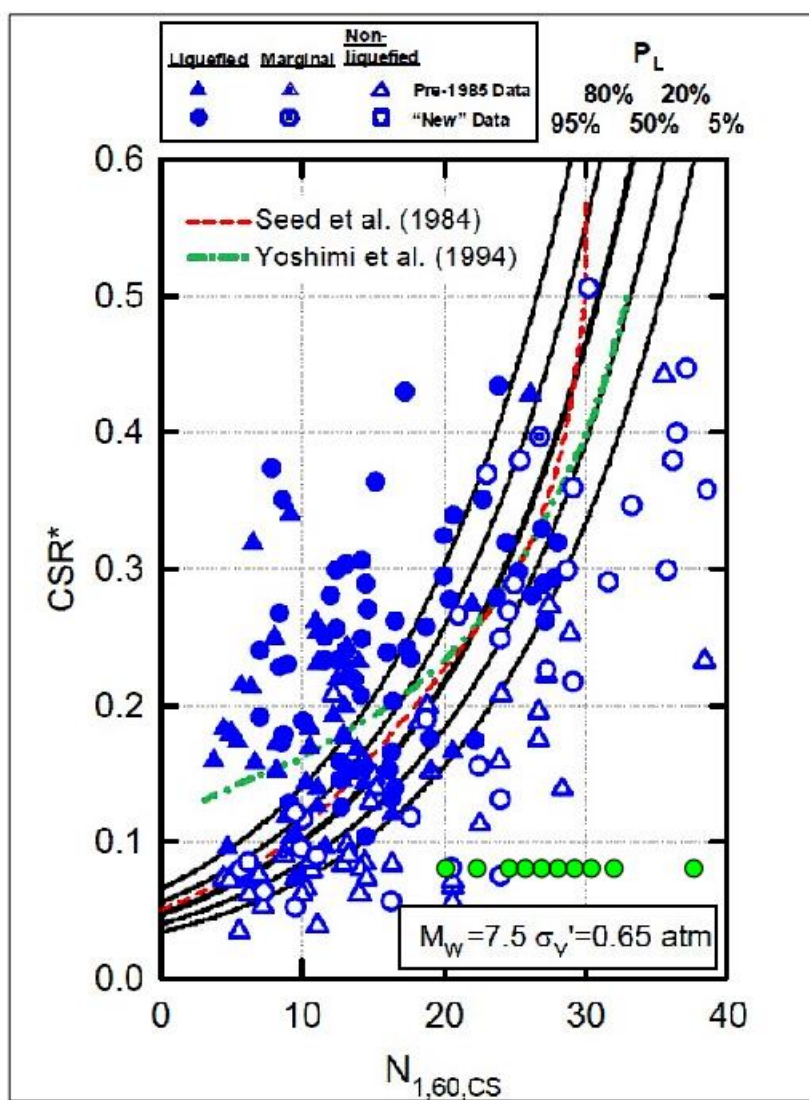
Potencial licuable del suelo analizado en el sondeo 2 a diferentes niveles, evaluados en función de la resistencia a la penetración corregida $N_{1,60}$ y a la relación de esfuerzos cíclicos CSR de esfuerzos cíclicos.



Adaptado de *Recent advances in soil liquefaction engineering: A Unified and Consistent Framework* (pág. 17), por Seed, y otros, 2003, UC Berkeley.

Figura 61

Potencial licuable del suelo analizado en el sondeo 3 a diferentes niveles, evaluados en función de la resistencia a la penetración corregida $N_{1,60}$ y a la relación de esfuerzos cíclicos CSR de esfuerzos cíclicos.



Adaptado de *Recent advances in soil liquefaction engineering: A Unified and Consistent Framework* (pág. 17), por Seed, y otros, 2003, UC Berkeley.

Análisis Costo-Beneficio del proyecto

Presupuesto del proyecto

A continuación, se presenta el presupuesto referencial de la planta de generación fotovoltaica para la comunidad Agua Fría. El precio unitario de los elementos es el precio a mayo del 2021 que corresponde a la fecha de elaboración del proyecto y no incluyen IVA. El costo de mantenimiento y operación anual se estima como un 2% del costo del sistema de generación (Ortíz & Puma, 2018).

Tabla 32

Presupuesto referencial del proyecto.

PRESUPUESTO REFERENCIAL					
Nº	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario USD	Precio Total USD
1. CERRAMIENTO DE MAMPOSTERÍA Y MALLA GALVANIZADA, h=2.80 m					
1.1.	Cimiento de piedra 0.40x0.20	m	190.0	15.83 \$	3,007.70 \$
1.2.	Mampostería e=15cm	m ²	152.0	10.63 \$	1,615.76 \$
1.3.	Cerramiento de malla triple galvanizada h=2.00 m	m	190.0	34.79 \$	6,610.10 \$
1.4.	Remate alambre de púas, 3 filas	m	190.0	4.40 \$	836.00 \$
2. LIMPIEZA Y DESBROCE DEL TERRENO					
2.1.1.	Limpieza con máquina	m ²	2200.0	1.05 \$	2,310.00 \$
3. CUARTO DE MÁQUINAS					
3.1. REPLANTEO Y NIVELACIÓN					
3.1.1.	Replanteo manual para edificaciones CIMENTACIÓN - (LOSA DE CIMENTACIÓN)	m ²	35.28	1.22 \$	43.04 \$
3.2. CIMENTACIÓN					
3.2.1.	Geopier *	m	64	90.00 \$	5,760.00 \$
3.2.2.	Transporte de equipo *	u	1	20,000.0 \$	20,000.00 \$
3.2.3.	Malla ARMEX R-335	m ²	53.9	8.93 \$	481.33 \$
3.2.4.	Hormigón simple, f'c=210 kg/cm ²	m ³	6.47	133.92 \$	866.46 \$
3.2.5.	Encofrado de madera (1 uso)	m ²	7.35	15.86 \$	116.57 \$
3.2.6.	Platina 25x6mm, peso=7.08kg	6m	1	9.23 \$	9.23 \$
3.3. SUPERESTRUCTURAS					
3.3.1.	Acero estructural, A-36. incluye montaje	kg	1390.50	3.89 \$	5,409.05 \$
3.3.2.	Mampostería de bloque pesado e=15 cm	m ²	59.50	10.63 \$	632.49 \$
3.3.3.	Enlucido horizontal, (incluye andamios)	m ²	119.00	7.55 \$	898.45 \$

PRESUPUESTO REFERENCIAL

Nº	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario USD	Precio Total USD
3.3.4.	Cubierta de galvalume prepintado e=0.40mm	m ²	48.18	13.34 \$	642.72 \$
3.3.5.	Cerámica en piso	m ²	35.28	24.10 \$	850.25 \$
3.3.6.	Pintura de látex exterior	m ²	59.50	3.20 \$	190.40 \$
3.3.7.	Pintura de látex interior	m ²	59.50	3.03 \$	180.29 \$
4. ÁREA DE CAPTACIÓN					
4.1.	REPLANTEO Y NIVELACIÓN				
4.1.1.	Replanteo manual CIMENTACIÓN - (LOSA DE CIMENTACIÓN)	m ²	639.87	1.22 \$	780.64 \$
4.2.1.	Geopier *	m	600	90.00 \$	54,000.00 \$
4.2.2.	Hormigón simple, f'c=210 kg/cm ²	m ³	61.182	133.92 \$	8,193.49 \$
4.2.3.	Malla ARMEX R-424	m ²	509.85	9.13 \$	4,654.93 \$
4.2.4.	Platina 25x6mm, peso=7.08kg	6m	10	9.23 \$	92.30 \$
4.3.	ESTRUCTURA DE SOPORTE				
4.3.1.	Acero estructural, A-36. incluye montaje	kg	6222.9	3.89 \$	24,207.08 \$
4.3.2.	Pintura anticorrosiva	m ²	425.412	2.60 \$	1,106.07 \$
5.	SISTEMA FOTOVOLTAICO				
5.1.	Paneles solares (99x196 cm), incluye instalación	u	330	280.00 \$	92,400.00 \$
5.2.	Baterías TROJAN IND29-4V	u	60	2,591.09 \$	155,465.40 \$
5.3.	Inversor INGECON SUN 160TL	u	3	12,434.9 \$	37,304.64 \$
5.4.	Cable 4 mm ²	m	500	0.88 \$	440.00 \$
5.5.	Cable 16 mm ²	m	30	0.88 \$	26.40 \$
5.6.	Cable 35 mm ²	m	50	6.35 \$	317.50 \$
5.7.	Mantenimiento y operación	anual	25	306.28 \$	7,657.04 \$
5.8.	Mano de Obra 1IE+4ME	mensual	1	4,876.80 \$	4,876.80 \$
				TOTAL	441,982.12 \$

Comparativa del costo de un kWh en un sistema de electricidad conectado a la red y un sistema de generación fotovoltaica

Para determinar la energía de consumo se consideró las cargas prioritarias como iluminación, refrigeración y ventilación; estimando un consumo por vivienda de 1800 W/h en el horario de 18:00pm a 6:00am. Tomando en cuenta este consumo y asumiendo que cada vivienda cuenta con un total de 4 personas, se contaría con 74

viviendas para el total de habitantes, por tanto, se tendría un consumo diario de 133.2 kW/h (Arcos, 2021).

En la Figura 62 se presenta los cargos tarifarios únicos para la provincia de Esmeraldas, establecidos por la Agencia de Regulación y Control de Electricidad (2019), de dónde se observa que, para el rango de consumo diario de la comunidad de Agua Fría, el costo por kW/h es de 0.095 USD. Las tarifas establecidas hasta en el 2019 se mantienen hasta la fecha.

Figura 62

Cargos tarifarios únicos para la provincia de Esmeraldas.

RANGO DE CONSUMO	DEMANDA (USD/kW-mes)	ENERGÍA (USD/kWh)	COMERCIALIZACIÓN (USD/Consumidor)
CATEGORÍA	RESIDENCIAL		
NIVEL VOLTAJE	BAJO Y MEDIO VOLTAJE		
1-50		0,091	
51-100		0,093	
101-150		0,095	
151-200		0,097	
201-250		0,099	
251-300		0,101	
301-350		0,103	1,414
351-500		0,105	
501-700		0,105	
701-1000		0,1450	
1001-1500		0,1709	
1501-2500		0,2752	
2501-3500		0,4360	
Superior		0,6812	

Tomado de *Pliego tarifario para las empresas eléctricas de distribución* (pág.24), por Agencia de Regulación y Control de Electricidad , 2019, ARCONEL.

En la Tabla 33 se presenta el costo del kW/h dentro del sistema de distribución comercial (Sistema conectado a la red) y el sistema autónomo de generación fotovoltaica. El valor de kW/h comercial incluye un adicional de 1.414 USD mensual por

vivienda, este costo corresponde al valor de comercialización de energía, establecido y regulado por el ARCERNR.

Tabla 33

Costo comercial y del sistema autónomo del kW/h en USD.

Tiempo	Costo a 25 años	Costo año	Costo mensual	Costo diario	Costo kW/h
	USD	USD	USD	USD	USD
Comercial	145,188.00 \$	5,807.52 \$	483.96 \$	12.65 \$	0.095 \$
Planta FV	441,982.12 \$	17,679.28 \$	1,473.27 \$	49.11 \$	0.369 \$

Se evidencia que el costo comercial por kW/h del sistema conectado a la red, es menor al costo del kW/h de la planta de generación fotovoltaica. Se aclara que el primero, no incluye el costo de los trabajos necesarios para realizar el tendido eléctrico desde la subestación más cercana a la comunidad de Agua Fría. El costo del tendido eléctrico incluye, trabajos topográficos, trabajos de ingeniería, materiales, mano de obra, transporte, montaje, instalación, torres de control, análisis de capacidad de la subestación, etc. Por tanto, el costo de realizar un tendido para conectar electricidad a la comunidad desde la red pública no resulta viable.

Impacto ambiental

Desde el punto de vista ambiental, se considera que la transformación de energía solar a energía eléctrica, a más de ser un recurso renovable; está libre de emisiones y contaminación auditiva (Benito & Ruiz, 2018).

En cuanto al proceso de implementación, las fases de construcción son las que mayor impacto tienen por la alta emisión de gases, partículas, contaminación auditiva y producción de residuos (Benito & Ruiz, 2018). La obra de tendido eléctrico conlleva un trabajo con mayor extensión, en comparación con la implementación del sistema de generación fotovoltaica.

La Organización de las Naciones Unidas muestran valores relativos de emisión de dióxido de carbono por kWh producido con diferentes sistemas. La producción de energía fotovoltaica emite entre 25 y 32 gCO₂/kWh, la energía producida por explotación de gas emite 400 gCO₂/kWh y la energía producida por combustión de carbón emite 200 gCO₂/kWh (ONU, 2021). Estos valores nos permiten reconocer el impacto ambiental entre un sistema de producción de energía renovable y un sistema de energía de explotación no renovable. En la siguiente tabla se muestran la cantidad de dióxido de carbono que aportaría cada sistema de generación en un periodo de proyección de 25 años.

Tabla 34

Reducción de emisión de dióxido de carbono.

	Consumo (kWh)	Emisión por producción de energía		
		Gas (gCO ₂ /kWh)	Carbón (gCO ₂ /kWh)	Fotovoltaica (gCO ₂ /kWh)
Diario	133.20	53280.00	26640.00	3996.00
Anual	47952.00	19180800.00	9590400.00	1438560.00
25 años	1198800.00	479520000.00	239760000.00	35964000.00

En base a los resultados presentados en la Tabla 34, se evidencia que la emisión de dióxido de carbono de un sistema de generación fotovoltaica es 6.66 veces menor que la emisión de un sistema de combustión de carbón y 13.33 veces menor que el sistema eléctrico alimentado por gas.

Costo de sistema de generación fotovoltaica por m²

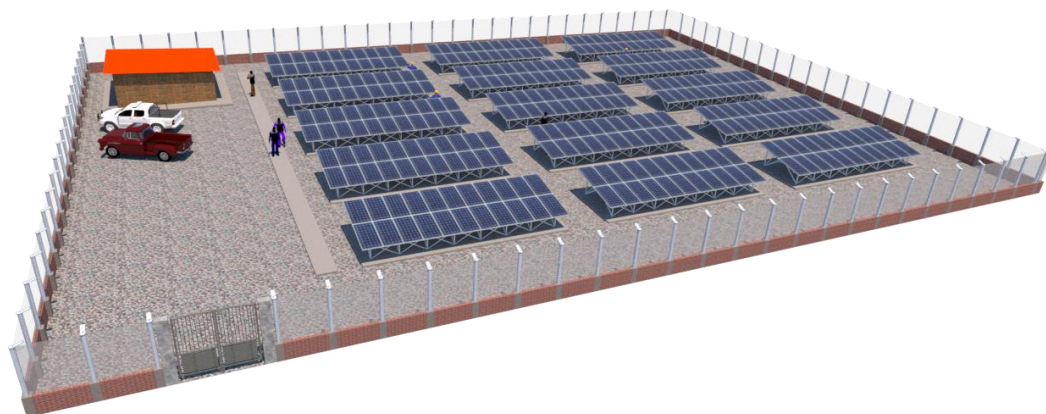
El costo del sistema de generación fotovoltaica que corresponde a un valor de 441,982.12 USD, incluye en precio de materiales, insumos, maquinarias, mano de obra, mejoramiento de suelo, cerramiento de malla, operación y mantenimiento. El sistema

tiene la capacidad de abastecer a la comunidad rural de Agua Fría, que consta de 294 habitantes en una proyección a 25 años.

La configuración de la planta consta 15 módulos con 22 paneles cada uno, es decir un total de 330 paneles, un cuarto de almacenamiento para 60 baterías y 3 inversores de energía, todo esto en un área de 2,200.00 m², tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 63

Planta de Generación fotovoltaica para la comunidad de Agua Fría.



Bajo estas características se establece un costo referencial por m² de 200.90 USD, este valor está sujeto a variaciones de acuerdo con las condiciones en las que se implemente cualquier proyecto de este tipo.

Problema social

En Ecuador como muchos países alrededor del mundo aún existen zonas rurales desatendidas. El desabastecimiento de servicios básicos impide el desarrollo de estas poblaciones. Actualmente, la comunidad de Agua Fría, que pertenece a uno de

los asentamientos informales en zonas rurales de la provincia de Esmeraldas, no cuenta con un sistema de generación eléctrica permanente, si no con sistemas informales e improvisados que incluso resultan peligrosos.

La energización se considera un elemento estratégico para el desarrollo y la evolución de actividades productivas, comerciales, académicas, de salud y domésticas por tanto tiene una relación directa con el nivel de pobreza de un sector (Franco, Dyner, & Hoyos, 2007). Es así como, el implementar el proyecto en esta comunidad permitirá el desarrollo social y económico a largo plazo, reduciendo el nivel de pobreza e incrementando la calidad de vida de los pobladores.

El estudio realizado y presentado en este documento garantiza la funcionalidad de la estructura durante el periodo promedio de la vida útil de un sistema de generación fotovoltaica que es de 25 años. Es decir, que en el dimensionamiento del sistema y su infraestructura se ha considerado el desarrollo de la comunidad y crecimiento poblacional en este tiempo.

El implementar una planta de generación fotovoltaica no solo mitigaría el problema de desabastecimiento y la problemática social que esto implica, sino también impulsa el uso de energías renovables reemplazando energías que contribuyen a la problemática ambiental. En este punto es importante añadir que el futuro energético debe acompañarse con políticas que incentiven el uso de energías limpias y no solo en estas comunidades, aunque desde un punto de vista técnico El hacerlo en este tipo de zonas tiene la ventaja de los amplios espacios dónde se puede implementar.

Capítulo 6

Conclusiones y Recomendación

Conclusiones

- Los lineamientos detallados en el capítulo 3 de este documento, sirven de referencia para el diseño de cimentaciones de plantas de generación fotovoltaicas autónomas, instaladas directamente sobre el suelo, tomando en cuenta que lo descrito no se considera mandatorio en el diseño y está sujeto al criterio del profesional a cargo.
- A pesar de que las estructuras necesarias para la implementación del parque fotovoltaico no son de gran envergadura, es necesario diseñarlas considerando todos los parámetros que corresponden a estructuras de ocupación esencial, para así, garantizar la condición de ocupación inmediata de las mismas en el caso de un terremoto.
- El realizar un estudio geotécnico de la zona de implantación del proyecto resulta de vital importancia ya que permite evidenciar los potenciales problemas del suelo de cimentación.
- El uso de pilas de grava compactada con un espaciamiento adecuado entre elementos permite reducir considerablemente los efectos de licuefacción, mediante la rigidización de las capas de suelo, incremento de los esfuerzos laterales y la densificación del suelo.
- El diseño de losas de cimentación sobre suelos mejorados con el sistema de pilas de grava compactada cambia sustancialmente debido a que la rigidez de la pila compactada es considerablemente mayor a la del suelo matriz, lo cual hace que, dentro de un modelo de resortes, la losa de cimentación descansa sobre resortes con diferentes rigideces,

invalidando los modelos tradicionales que se basan en un suelo uniformemente elástico.

- El impacto ambiental por la producción de energía fotovoltaica es evidentemente menor al impacto de la producción de energía por combustibles fósiles. Uno de los principales medidores es la huella de carbono, donde se comprobó que la producción de energía fotovoltaica emite 6.66 veces menos dióxido de carbono, que la producción de energía por combustión de carbón y 13.33 veces menos dióxido de carbono que la producción de energía alimentada por gas.
- El costo referencial por metro cuadrado para las características del sitio y las necesidades de la comunidad es de 200.90 USD.
- La energización de zonas rurales tiene gran impacto en el desarrollo social y económico, reduciendo el índice de pobreza y mejorando la calidad de vida de sus pobladores.

Recomendaciones

- Al implementar este tipo de proyecto en una comunidad rural, es importante contar con la participación de todos los miembros involucrados. El objetivo es dar a conocer las implicaciones técnicas, económicas y de responsabilidad, para así garantizar la funcionalidad del sistema.
- La responsabilidad de operación y mantenimiento debe estar a cargo de una persona especializada que conozca de la tecnología y garantice su buena labor durante sus funciones. Por tanto, si la operación del sistema queda a cargo de la comunidad se debe capacitar de manera adecuada

para dar a conocer todo lo referente al manejo y conservación del sistema.

- Es importante contar con un registro de mantenimiento del sistema, que detalle la fecha, los procesos ejecutados y las observaciones encontradas; este registro sirve para conocer el comportamiento del sistema y de sus componentes a largo plazo, lo que resulta útil en una futura elección de elementos.
- Una vez cumplan con su vida útil los elementos de generación, como paneles, baterías y conversores; se recomienda hacer una devolución al proveedor a modo de reciclaje para evitar la acumulación de residuos en zonas aledañas a la comunidad.
- Incluir políticas que incentiven el uso de energías limpias, proporcionando beneficios que impulsen el desarrollo de este tipo de proyectos.

Referencias Bibliográficas

- Agencia de Regulación y Control de Electricidad . (2019). *Pliego tarifario para las empresas eléctricas de distribución* . Quito: ARCONEL.
- Alepuz, R. (2017). *Proyecto de Instalación Fotovoltaica de 5.8 MW para la generación de energía eléctrica situada en Almansa*. Valencia: UPV.
- Alva, J. (2010). *Diseño de Cimentaciones*. Perú: Intituto de la Construcción y Gerencia.
- ARCONEL. (Abril de 2020). *Balance Nacional de Energía Eléctrica*. Obtenido de <https://www.regulacionelectrica.gob.ec/balance-nacional/>
- Arcos, D. (2021). *Dimensionamiento de sistema de generación fotovoltaica en la comunidad rural de Agua Fría* . Quito .
- Arroyo, M. (2015). *Estudio de susceptibilidad por fenómenos de geodinámica externa en el sector de "San Jorge Alto" perteneciente al Cantón de Esmeraldas*. Quito : UCE.
- ASCE/SEI 7-16. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for building and Other Structures*. Virginia: ASCE.
- Benito, M., & Ruiz, K. (2018). *Análisis beneficio-costo de la implementación de un sistema de energía solar fotovoltaica en el campus Aguas Claras de la Universidad Santo Tomás sede Villavicencio, Meta* . Colombia : Universidad Santo Tomás.
- Braja, D. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México : Cengage Learning Editores, S.A.
- Chang, J. (2015). *Diseño de Cimentación con Pilotes sobre Suelos Licuables* . Guayaquil: Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

- Chariguamán, M. (2021). *Determinación del comportamiento sísmico de edificaciones de 4, 7 y 12 pisos ubicados en las ciudades de Manta, Esmeraldas, Quito y Ambato, a través de acelerogramas artificiales*. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- Chunga, K., Martillo, C., Pazmiño, N., Quiñonez, M., & Huaman, F. (2013). Estimación de máximos niveles de sismicidad para el Litoral Ecuatoriano a través de la integración de datos geológicos y sismotectónicos. *Revista Científica y Tecnológica UPSE* .
- Cirone, A. (2016). La rigidización de las arcillas blandas con CPR Grouting. *Cimentaciones Especiales Estado del Arte y últimos avances* . Costa Rica : PUC-Rio.
- CONELEC. (2012). *Plan Maestro de Electrificación 2013-2022* . Quito : CONELEC.
- Córdova, P. (2016). *Mejoramiento masivo de suelo mediante Precarga*. Samborondón: UEES.
- De Marco, P. (2002). Corrección del índice de resistencia a la penetración considerando la eficacia energética del equipo. *Geos*, 35, 65-71.
- Díaz, T., & Carmona, G. (2010). *Instalaciones Solares Fotovoltaicas*. Madrid: McGraw-Hill.
- European Commission . (enero de 2021). *The European Commission's science and knowledge service*. Obtenido de Photovoltaic Geographical Information System (PVGIS): <https://ec.europa.eu/jrc/en/pvgis>
- Fox, N., Wepler, L., & Scherbeck, R. (2004). Geopier Soil Reinforcement System – Case Histories of High Bearing Capacity Footing Support and Floor Slab Support. *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, 11.

- Franco, C., Dyner, I., & Hoyos, S. (2007). Contribución de la energía al desarrollo de comunidades aisladas no interconectadas: Un caso de aplicación de la Dinámica de Sistemas y los medios de vida sostenibles en el suroccidente colombiano. *DYNA*, 75(154), 199-214.
- GAD Parroquial de Majua. (2014). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial PDOT de la Parroquia Majua; del cantón Esmeraldas*. Majua: GAD Parroquial de Majua.
- GADPE. (2015). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial Provincia de Esmeraldas*. Esmeraldas: GADPE.
- Galarza, M., Ospina, S., Cantor, M., Andrade, F., Marín, C., & Votila, M. (2012). *Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales y Profundas para Carreteras*. Colombia: Instituto Nacional de Vías.
- González, A. (2009). Factores de Seguridad.....Por qué tantos? *V Encuentro de Ingenieros de Suelos y Estructuras-2009* (págs. 1-25). Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Hatanaka, M., & Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. *Japanese Geotechnical Society*, 36(4), 1-8.
- Huaman, F. (2019). *Evaluación de la amenaza sísmica y estructuras sismogénicas para la ciudad de Esmeraldas, costa norte de Ecuador*. Lima: Universidad Nacional Mayor de San Marcos.

Huancoillo, Y. (2017). *Mejoramiento de Suelo Arcilloso con Ceniza Volante y Cal para su uso como Pavimento a nivel de afirmado en la carretera desvío Huancané Chupa-Puno*. Puno: UNAP.

Huiracocha, M. (27 de 02 de 2018). *Pichincha Comunicaciones*. Obtenido de Cobertura del servicio eléctrico en Ecuador alcanzó el 97.33% en el 2017: [http://www.pichinchacomunicaciones.com.ec/cobertura-del-servicio-electrico-ecuador-alcanzo-9733-2017/#:~:text=En%20esta%20marco%2C%20se%20resalt%C3%B3,2%20%25\)%2C%20mostr%C3%B3%20la%20Ministra](http://www.pichinchacomunicaciones.com.ec/cobertura-del-servicio-electrico-ecuador-alcanzo-9733-2017/#:~:text=En%20esta%20marco%2C%20se%20resalt%C3%B3,2%20%25)%2C%20mostr%C3%B3%20la%20Ministra).

IDAE. (2011). *Instalaciones de Energía Solar Fotovoltaica*. Madrid: IDAE.

IDERO SOLAR. (3 de Agosto de 2018). *Innovación es Estructuras Metálicas para Soportes Solares*. Obtenido de http://www.iderosolar.com.ar/img_productos/08311341_IDEROSolarSOPORTESSOLARESFIJOSPARATERRENO-8-8-2018.pdf

ineco. (2013). *ESTUDIO DE INGENIERÍA DE LA CARRETERA SANTO DOMINGO-ESMERALDAS Y LA ESTRUCTURACIÓN JURÍDICA, TÉCNICA Y ECONÓMICO-FINANCIERA*. Quito: Ministerio de Transporte y Obras Públicas.

Itaz, K. (2017). *Estudio de factibilidad de un sistema de generación fotovoltaico para brindar servicio al edificio sede de la Organización Latinoamericana de Energía*. Quito: Escuela Politécnica Nacional. Obtenido de <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/19000/1/CD-8401.pdf>

Jimenez, J. (1981). *Geotécnia y Cimientos III*. Madrid: Rueda.

- Jiménez, J. (1989). Introducción al Proyecto de Pilotajes. *Curso sobre Proyecto y Construcción de Cimentaciones Profundas*. Madrid : CEDEX-MOPU.
- León, B. (2018). *Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales. Estudio de Casos*. Santa Clara: UCVL.
- León, M., Simancas, O., & León, M. (2017). Cimentaciones en Plantas Solares Fotovoltaicas. *Obras Urbanas*(60).
- MEER. (2013). *Atlas Elólico del Ecuador*. Quito: Dirección Nacional de Energía Renovable.
- Mérida, M., Lobón, R., & Perles, M. (2010). Las Plantas Fotovoltaicas en el paisaje. Tipificación de impactos y directrices de integración paisajística. *Nimbus*(25-26), 129-154.
- Ministerio de Energía y Recursos Natural No Renovables*. (24 de Agosto de 2018). Obtenido de Galápagos contará con nueva planta fotovoltaica: <https://www.rekursyenergia.gob.ec/209-2/#:~:text=Esta%20obra%20consiste%20en%20la,evitada%3A%20948%20t%20CO2%2Fa%C3%B1o>
- Moreno, N., & Berdugo, I. (2012). *Estructuración de códigos geotécnicos basados en el modelo de estados límite de diseño*. Barranquilla: Universidad del Norte.
- NAP. (2002). *Energía Solar Fotovoltaica*. Madrid: Colegio Oficial de Ingenieros de Telecomunicación. Obtenido de https://www.coit.es/sites/default/files/informes/pdf/energia_solar_fotovoltaica.pdf
- NEC-SE-CG. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas (No Sísmica)*. Quito: Dirección de Comunicación Social, Miduvi .

- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente*. Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-GM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Geotécnica y Cimentaciones*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Nij, J. (2009). *Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas perforadas*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala .
- Novoa, E. (2015). *Manual de Operación y Mantenimiento Preventivo y Correctivo para Parques Fotovoltaicos en el Ecuador* . Quito: EPN.
- ONU. (15 de junio de 2021). *Organización de las Naciones Unidas-Crónica ONU*. Obtenido de La promesa de la energía solar: Estrategia energética para reducir las emisiones de carbono en el siglo XXI: <https://www.un.org/es/chronicle/article/la-promesa-de-la-energia-solar-estrategia-energetica-para-reducir-las-emisiones-de-carbono-en-el>
- Ortega, I., & Boada, A. (2013). *Procedimiento Técnico para la Implementación de Microcentrales Eléctricas utilizando Paneles Fotovoltaicos*. Quito: UPS.
- Ortíz, S., & Puma, D. (2018). *Evaluación técnica y económica de la implementación de sistemas fotovoltaicos para la electrificación de radio bases remotas de CNT*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Parra, H., Benito, M., Gaspar, J., Fernández, A., Luna, M., & Molina, X. (2017). *Estimación de la peligrosidad sísmica en Ecuador continental*. Quito: UFA.

- Peck, R., Hanson, W., & Thornburn, T. (1974). *Ingeniería de cimentaciones*. Limusa.
- Perpiñan, O. (2013). *Energía Solar Fotovoltaica*. Madrid.
- Pilotes Terratest. (1 de Febrero de 2021). *Columnas de Grava y Vibrocompactación*.
Obtenido de <https://www.terratest.cl/tecnologia-vibrosustitucion-columnas-de-grava.html>
- Pollán, J. (2014). *Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante Columnas de Grava*. Madrid: UPM.
- Ponce, M. (2015). *Influencia de la pérdida de cobertura vegetal en la vulnerabilidad y riesgos en el cantón Esmeraldas, provincia de Esmeraldas*. Ibarra: UTN.
- Quiles, E. (2008). *Tratamiento del Terreno*. Madrid : Departamento de Ingeniería del Terreno ETS Ingenieros de Caminos Canales y Puertos.
- Quinde, P., & Reinoso, E. (2016). Estudio de Peligro Sísmico de Ecuador y Propuesta de Espectro de Diseño para la Ciudad de Cuenca. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 1-26.
- Quinde, P., & Reinoso, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C.*
- RENOVA ENERGIA. (12 de Diciembre de 2020). *Renova Energía*. Obtenido de <https://www.renova-energia.com/>
- Richards, J., Miller, J., & Wissmann, K. (2010). *Structural Design Considerations for Uniformly-Loaded Floor Slabs Supported by Rammed Aggregate Pier Elements*. EE.UU.: Geopier Foundation Company, Inc.

- Rodriguez, C., & Sarmiento, A. (2011). Dimensionado mediante simulación de sistemas de energía solar fotovoltaica aplicados a la electrificación rural. *Ingeniería Mecánica*, 13-21.
- SACLIMA. (16 de Noviembre de 2016). *Solar Fotovoltaica* . Obtenido de <http://www.saclimafotovoltaica.com/energia-solar/estructuras-para-paneles-solares-tipos-y-caracteristicas/>
- Sánchez, C. (2012). Bases para el proyecto de cimentaciones de pilores hincados para estructuras de apoyo de placas en parques solares fotovoltaicos. *XVI Congreso Internacional de Ingeniería de Proyectos* , 11(13), 1404-1415.
- SCDOT. (2010). *Geotechnical Desing Manual*. SCDOT.
- Seed, H., & Idriss, I. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potencial. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(9), 1249-1273.
- Seed, R., ASCE, F., Tokimatsu, k., Harder, L., ASCE, M., & Riley, M. (1985). Influnece of SPT Procedures in soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(12), 1425-1445. doi:10.1061/(asce)0733-9410(1985)111:12(1425)
- Seed, R., Cetin, K., Moss, R., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., . . . Faris, A. (2003). *Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework*. California: UC Berkeley.
- SNGR, Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos . (27 de Enero de 2021). *Serviciona Nacional de Gestión de Riesgos y Emergencias*. Obtenido de <https://www.gestionderiesgos.gob.ec/>

- Soriano, C. (2013). Aplicación del ensayo de penetración estándar en la determinación de parámetros geotécnicos de suelos granulares. *Gestión del Conocimiento en Ingeniería Civil y Militar* , 30-37.
- Ugarte, F. (2014). *Implementación de un Sistema de Paneles Fotovoltaicos (Solares) para suministro de energía eléctrica en los exteriores de un condominio* . Guayaquil: UCSG.
- Villalobos, S. (2010). *Licuefacción Estática*. Madrid: CEDEX.
- Wissmann, K., Lawton, E., & Farrell, T. (1999). *Behavior of Geopier-Supported Foundation Systems During Seismic Events*. EE.UU.: Geopier Foundation Company, Inc.