

UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI  
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UNA FUNDACIÓN EXISTENTE,  
NORMA COVENIN 1753-2006 PARA UN TRANSFORMADOR DE  
POTENCIA 115/34,5 kV DE 36 MVA EN LA SUBESTACIÓN CASANAY-  
EDO. SUCRE. AÑO 2024**

Realizado por:

**ISABEL ESPERANZA RAMÍREZ SÁNCHEZ**

Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente como  
requisito parcial para optar al título de  
**INGENIERO CIVIL**

Puerto La Cruz, Abril de 2025

UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI  
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UNA FUNDACIÓN EXISTENTE,  
NORMA COVENIN 1753-2006 PARA UN TRANSFORMADOR DE  
POTENCIA 115/34,5 kV DE 36 MVA EN LA SUBESTACIÓN CASANAY-  
EDO. SUCRE. AÑO 2024**

Asesores:

---

Ing. Civil Narciso Carreño  
Asesor académico

---

Ing. Civil Hilario Barrios  
Asesor industrial

Puerto La Cruz, Abril de 2024

UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI  
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UNA FUNDACIÓN EXISTENTE,  
NORMA COVENIN 1753-2006 PARA UN TRANSFORMADOR DE  
POTENCIA 115/34,5 kV DE 36 MVA EN LA SUBESTACIÓN CASANAY-  
EDO. SUCRE. AÑO 2024**

Jurado:

El jurado hace constar que asignó a esta tesis la calificación de:

---

Ing. Civil Narciso Carreño  
Asesor académico

---

Ing.  
Jurado principal

---

Ing.  
Jurado principal

Puerto La Cruz, Abril de 2024

## RESOLUCIÓN

De acuerdo al Artículo 41 del Reglamento de Trabajos de Grado:

“Los Trabajos de Grado son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y sólo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Consejo Universitario para su autorización”

## DEDICATORIA

A mis padres, **Yudmila y Oswaldo**  
por su amor incondicional, por enseñarme a luchar y prepararme para la vida;  
brindandome su apoyo en las metas que me trace y he logrado,  
gracias a dios y a ellos.

A mi hermana mayor **Carelis**, por ser mi guía junto con mis padres,  
por influir en mi positivamente, por ser más que mi hermana mayor, ser mi  
mejor amiga, un pilar y ejemplo para sus hermanas menores.

A mi otra hermana mayor **Yudmila**, por ser uno de mis motores  
junto a mis padres y mis hermanas mayores, por darme un ejemplo a seguir,  
como profesional y persona excepcional.

A mis Abuelos, **Alberto Sánchez y Josefa Isabel Solorzano**,  
espero que desde el cielo estén orgullosos de mis logros, sigan guiando y  
cuidando mi camino en la vida.

A **José D'viazzo**, por ser mi pareja,  
mi consejero, mi amigo y mi compañero de aventuras, porque en los momentos  
que quise rendirme estabas a mi lado dándome todo tu apoyo.

## **AGRADECIMIENTOS**

Dios todopoderoso, por darme la vida que tengo hoy en día y brindarme la salud, la fortaleza y sabiduría para llegar a alcanzar todas las metas que me propongo.

Mis padres, Yudmila y Oswaldo y hermanas, por ser comprensivos, guiándome por el buen camino, por no dejarme desistir de esta meta, por ser mi infinito apoyo, mis compañeros y mi mejor ejemplo. Contar con ellos me hizo más fuerte. Aunque mi padre no está en estos momentos presente físicamente, sé que desde el cielo está guiándome y protegiéndome en cada paso que doy.

A mis hermanas Carelis e Yudmila, por ser mis compañeras, mis confidentes, mis mejores amigas y mi ejemplo a seguir de no rendirme nunca.

A mi padrino Adolfo Villasmil, y mis madrinas Maricela Villasmil y Janett Silva, por todo su amor y apoyo brindado durante mi infancia y todos estos años, que a pesar de la distancia física que nos separa siempre han estado presentes en mi vida.

Los demás integrantes de mi familia, mis tíos y primos hermanos, al lado de quienes he crecido y vivido momentos inolvidables, muchas gracias. Realmente me hacen sentir orgullosa de la gran familia que tengo.

Mi novio, José D'viazzo, por estar a mi lado desde el inicio de mi carrera, gracias a su cariño, comprensión y apoyo, por motivarme a superar todas las adversidades presentadas durante la carrera y acompañarme hasta culminar exitosamente este período tan importante de mi vida.

El profesor Narciso Carreño, por haber contribuido de forma muy especial en la orientación y revisión de este trabajo de grado.

“La casa más alta, la casa que vierte su Orinoco de luz torrencial” ..., la Universidad de Oriente, por darme la oportunidad de cursar mis estudios y hacerme una profesional.

Lo más apreciado que me dio la Universidad, mi amiga, Carmela Arena, fue mi compañera incondicional de la carrera, de quien no le faltaban sus consejos y apoyo moral para seguir siempre adelante. También te pertenece gran parte de este esfuerzo.

Mi amigo Gerardo Soto, por convertirse en mi hermano de vida, ser mi impulso y apoyo para conseguir culminar los estudios, no compartimos mucho, pero está dispuesto a tenderme la mano siempre que la necesité, gracias a él aprendí de experiencias profesionales que recordaré y disfrutaré todos los días de mi vida. Gracias nuevamente mi hermano de vida, por ser una pieza muy importante para lograr este momento. Te pertenece también gran parte de este esfuerzo.

A las personas que en el pasar de las materias cursadas en la UDO gracias a dios conocí y se convirtieron en personas especiales en mi vida y que considero mis amigas, siempre alentándome a no rendirme, pendientes de mi salud y ayudándome con lo que estuviera a su alcance, muchas gracias, Paola Ron, Paola Márquez y Milangeli Reyes.

A mi asesor industrial Hilario Barrios por su disposición para ayudarme y fortalecer mi entusiasmo para realizar un buen trabajo. Junto con mis compañeros Flor Coa, que alegraba todos los días la oficina, con sus cuidados, consejos y sonrisas; Karina Villarroel, con sus experiencias laborales, sus chistes, risas contagiosas, y su apoyo en las

correcciones de redacciones; María Rodríguez, con su entusiasmo matutino, pendiente de lo que necesitara, su apoyo y cariño; German González, que siempre estaba pendiente de explicarme cualquier tema

interesante referente al trabajo y brindarme material de apoyo académico que necesitara; Marbelis Cedeño, con sus consejos y apoyo laborales; y por último y no menos importante Eduardo Bas, siempre dispuesto a aclarar cualquier duda, explicar cualquier detalle, tanto laboral como académico, buscando que seamos mejores profesionales y personas excepcionales. Gracias a todos por su apoyo en este tiempo que estuve trabajando con ustedes.

A la empresa CORPOELEC, por darme la oportunidad de realizar mis pasantías en sus instalaciones, al personal que labora en ella y que de alguna manera me apoyo en lo que necesite.

A todos y cada uno de ustedes ¡MUCHAS GRACIAS POR TODO!...

## ÍNDICE GENERAL

RESOLUCIÓN.....	iv
DEDICATORIA.....	v
AGRADECIMIENTOS.....	vi
ÍNDICE GENERAL.....	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xiv
RESUMEN.....	xv
INTRODUCCIÓN.....	xvii
CAPITULO I.....	20
EL PROBLEMA.....	20
1.1 Planteamiento del problema.....	20
1.2Objetivos.....	23
1.2.1 Objetivo General.....	23
1.2.2 Objetivos Específicos.....	23
1.3 Justificación.....	23
1.4 Alcance.....	24
1.5 La empresa.....	24
CAPITLO II.....	29
MARCO TEÓRICO.....	29
2.1 Antecedentes.....	29
2.2 Bases Teóricas.....	30
2.2.1 Subestación Eléctrica.....	31
2.2.2 Transformador de Potencia.....	31
2.2.3 Fundaciones.....	31
2.2.4 Fundaciones superficiales.....	32
2.2.5 Exploración del Subsuelo.....	32
2.2.6 Tipos de falla por Capacidad de Carga.....	32

2.2.7 Teoría de la capacidad de carga última.....	35
2.2.8 Capacidad de carga última neta.....	39
2.2.9 Zapatas combinadas .....	40
2.2.10 Clasificación según el tipo estructural .....	42
2.2.11 Espectro de diseño.....	47
2.2.12 Amenaza Sísmica .....	47
CAPITULO III.....	52
MARCO METODOLÓGICO DE LA INVESTIGACIÓN .....	52
3.1 Tipo de investigación.....	52
3.2 Diseño de la investigación.....	53
3.3 Población y Muestra.....	53
3.4 Técnicas de Recolección de Información.....	54
3.4.1 Revisión bibliográfica.....	54
3.4.2 Observación Directa .....	54
3.4.3 Entrevistas no Estructuradas.....	55
3.5. Etapas del Proyecto .....	55
3.5.1 Etapa I. Revisión Bibliográfica.....	55
3.5.2 Describir las características estructurales actuales de la fundación del transformador de la Subestación Casanay-Edo. Sucre... 56	
3.5.3 Calcular las cargas que pueden actuar sobre la fundación, considerando las acciones sísmicas según la norma COVENIN 1756-2019 y la guía CADAFE 3:2-026.....	56
3.5.4 Determinar los esfuerzos transmitidos al suelo y el asentamiento bajo las nuevas solicitaciones. ....	65
3.5.5 Diseñar la adecuación estructural de la fundación de acuerdo con lo establecido en la norma COVENIN 1756-1:2019.....	73
CAPITULO IV. ....	74
ANALISIS Y RESULTOS.....	74
4.1 Describir las características estructurales actuales de la fundación del transformador en la Subestación Casanay-Edo. Sucre. ....	74

4.2 Calcular las cargas que pueden actuar sobre la fundación, considerando las acciones sísmicas según la norma COVENIN 1756-1:2019 y la guía CADAPE 3:2-026. ....	77
4.3 Determinar los esfuerzos transmitidos al suelo y el asentamiento bajo las nuevas sollicitaciones. ....	80
4.4 Diseñar la adecuación estructural de la fundación de acuerdo con lo establecido en la norma COVENIN 1753-2006. ....	93
4.5 Elaborar planos y detalles de la fundación, de acuerdo a los estudios realizados. ....	98
CAPITULO V .....	103
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	103
5.1 Conclusiones.....	103
5.2 Recomendaciones.....	104
BIBLIOGRAFÍA.....	106
ANEXOS .....	108
METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:	134

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.1</b> <i>Regiones Operacionales de CORPOELEC</i> .....	27
<b>Figura 1.a</b> <i>Modos de falla por capacidad de carga de fundaciones superficiales. Falla General por Corte</i> .....	33
<b>Figura 1.b</b> <i>Modos de falla por capacidad de carga de fundaciones superficiales. Falla Local por Corte</i> .....	34
<b>Figura 1.c</b> <i>Modos de falla por capacidad de carga de fundaciones superficiales. Falla por Punzonado</i> .....	35
<b>Figura 2</b> <i>Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua rugosa.</i> .....	36
<b>Figura 3</b> <i>Zapata combinada rectangular</i> .....	41
<b>Figura 4</b> <i>Zapata combinada rectangular con excentricidad</i> .....	42
<b>Figura 4.3.1</b> <i>Vigas de Apoyo</i> .....	84
<b>Figura 4.3.2</b> <i>Vigas de Riostra</i> .....	84
<b>Figura 4.3.2</b> <i>Vigas de Riostra</i> .....	85
<b>Figura 4.3.3</b> <i>Fundación en el Software Safe</i> .....	86
<b>Figura 4.3.4</b> <i>Fundación en el Software Safe</i> .....	87
<b>Figura 4.3.4</b> <i>Grafica de asentamiento</i> .....	88
<b>Figura 4.3.5</b> <i>Deformación del suelo según el estudio realizado por la empresa</i> .....	88
<b>Figura 4.3.6</b> <i>Acero requerido en vigas de apoyo</i> .....	89
<b>Figura 4.4.1</b> <i>Encamisado de vigas y columna</i> .....	94
<b>Figura 4.4.2</b> <i>Grafica de asentamiento</i> .....	97
<b>Figura 4.4.3</b> <i>Grafica de comparación de asentamientos</i> .....	97
<b>Figura 4.5.1</b> <i>Plano de planta con dimensiones de encamisado</i> .....	98
<b>Figura 4.5.2.a</b> <i>Corte B-B de la fundación con detalle de acero del encamisado</i> .....	99
<b>Figura 4.5.2.b</b> <i>Corte C-C de la fundación con detalle de acero del encamisado</i> .....	100
<b>Figura 4.5.3</b> <i>Detalles de acero</i> .....	101

**Figura 4.5.4** *Corte de viga de riostra y apoyo con detalles de acero.. 102*

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> <i>Factores de capacidad de carga</i> .....	38
<b>Tabla 4.</b> Factor de Importancia y Períodos Medios de Retorno para el Sismo de Diseño .....	50
<b>Tabla 4.1</b> <i>Diámetros de acero de la fundación</i> .....	75
<b>Tabla 4.3.1</b> <i>Determinación de la sumatoria de fuerzas verticales y momentos por carga vertical en los ejes “X” y “Y”</i> .....	82
<b>Tabla 4.3.2</b> <i>Determinación de excentricidades por carga vertical</i> .....	82
<b>Tabla 4.3.3</b> <i>Asentamientos de la losa y las vigas</i> .....	87
<b>Tabla 4.4.1</b> <i>Asentamientos de la losa y las vigas</i> .....	96

## RESUMEN

La evaluación de la fundación existente para el transformador de 20 MVA en Casanay, estado Sucre, Venezuela, se realizó con el objetivo de determinar su capacidad para soportar un nuevo transformador de 36 MVA. Este cambio implica un aumento significativo en el peso del equipo, lo que requiere un análisis del comportamiento estructural y del suelo.

### **Comportamiento Estructural de la Fundación (Evaluación Superficial)**

Debido a la falta de equipo especializado, la evaluación de la capacidad de carga se realizó de forma superficial. Esto significa que:

- **Capacidad de carga:** Se realizó una inspección visual de la fundación para identificar posibles signos de deterioro. No se pudo determinar con precisión la resistencia del concreto ni del acero de refuerzo. Sin embargo, se realizó una evaluación de las dimensiones de la fundación para estimar la capacidad portante.

- **Asentamiento:** Se analizó el potencial de asentamiento basado en la geometría de la fundación y la información disponible sobre el suelo. Se recomienda realizar estudios más detallados para una evaluación precisa.

### **Comportamiento del Suelo**

El comportamiento del suelo es un factor crítico. La evaluación geotécnica incluyó:

- **Capacidad portante:** Se utilizó un estudio de suelo existente, diseñado para evaluar las propiedades mecánicas de un suelo cohesivo, con énfasis en su resistencia a la compresión, para estimar la capacidad portante.

- **Asentamiento del suelo:** Se estimó el asentamiento del suelo bajo la carga del transformador, considerando la compresibilidad del suelo y el nivel freático.

### **Evaluación Sismo Resistente (Normas COVENIN)**

Se evaluó la resistencia sísmica de la fundación según las normas COVENIN, considerando:

- La amenaza sísmica en Casanay.
- La respuesta sísmica del suelo.
- El diseño o verificación de la fundación para resistir fuerzas sísmicas, según las normas COVENIN 1756

## INTRODUCCIÓN

La Electricidad llegó a Venezuela el 28 de Octubre de 1873, en la ciudad de Caracas cuando el químico Vicente Marcano, conocido como el científico venezolano más destacado del siglo XIX, utiliza un dinamo impulsado por una máquina de vapor para iluminar la plaza Bolívar. El 14 de enero de 1886 se suscribe el primer contrato de suministro de luz eléctrica en América del Sur, entre el Consejo Municipal de Puerto Cabello y el Señor Francisco de Paula Quintero. Pero, no fue hasta 1888, cuando en la ciudad Maracaibo se funda la primera empresa que operó de forma estable y que ayudó al crecimiento de la ciudad.

Una subestación eléctrica, subestación transformadora o subestación eléctrica transformadora es una instalación destinada a establecer los niveles de tensión adecuados para la transmisión y distribución de la energía eléctrica. Su equipo principal es el transformador. Los transformadores son elementos eléctricos cruciales para la distribución y el aprovechamiento doméstico de la energía eléctrica. Los transformadores aumentan o disminuyen la tensión de una corriente alterna, pero teóricamente no cambian su potencia, estos transformadores están situados sobre bases.

La base de concreto utilizada debajo de transformadores tipo pedestal y las plantas eléctricas suelen tener un nombre específico. En general, se les conoce como “base de transformador” o “base de generador” en la industria eléctrica y de construcción. También pueden ser referidas como “base de cimentación” o “base de anclaje” en algunos casos. Estas bases de concreto son estructuras de soporte diseñadas específicamente para alojar y anclar los

transformadores tipo pedestal y plantas eléctricas en su ubicación permanente. Proporcionan una plataforma estable y nivelada para la instalación de estos equipos, permitiendo su correcto funcionamiento y asegurando su estabilidad y seguridad en el sitio.

Las bases de transformador o generador suelen ser construidas con concreto reforzado para garantizar su resistencia y durabilidad, y pueden tener diferentes diseños y tamaños dependiendo de los requerimientos del equipo y las normas locales de construcción y seguridad. También pueden incluir accesorios como anillos de anclaje, barras de refuerzo, conexiones eléctricas y otros elementos específicos para su uso en la instalación de transformadores o plantas eléctricas.

Las cimentaciones son estructuras que tienen como función principal transmitir las cargas actuantes en una estructura al terreno donde es construida. Para un buen comportamiento de la cimentación se deben cumplir las siguientes especificaciones:

- El nivel donde quedará la cimentación debe estar a profundidad en donde no se perjudique por heladas, cambios diferenciales en el volumen del suelo, el nivel freático y excavaciones posteriores.
- Las dimensiones con las que se deben diseñar las cimentaciones no pueden superar la capacidad portante del suelo.
- La cimentación no puede producir asentamientos en el suelo que no sean absorbibles por la estructura.

La tipología de las cimentaciones varía dependiendo del uso que vaya a tener la estructura, sus dimensiones y características del suelo entre otros aspectos técnicos que se definen en el momento del diseño. Las cimentaciones pueden clasificarse en:

- Superficiales o directas: Zapatas, losas, vigas, muros.
- Profundas: Pilotes, micropilotes.

Semiprofundas: Pozos de cimentación.

# CAPITULO I

## EL PROBLEMA

### 1.1 Planteamiento del problema.

El Sistema Eléctrico Nacional o Sistema Interconectado Nacional de Venezuela (SEN) fue desarrollado en 1964, su objetivo es repartir la energía de las centrales hidroeléctricas y termoeléctricas por medio de un sistema de transmisión de alto voltaje, está compuesto por un amplio número de infraestructuras, la mayoría de las cuales están localizadas en el estado Bolívar, el SEN está regido desde el 2007 por CORPOELEC.

El sistema eléctrico en Venezuela está conformado por cinco centrales hidroeléctricas, que en su conjunto genera el 70 por ciento de la electricidad del país, además; unas 30 grandes y medianas plantas termoeléctricas, que generan el resto. La hidroeléctrica Simón Bolívar (también llamada Represa el Guri) es la más grande del país, su capacidad instalada de 10.235 megavatios (MW) la convierte en la cuarta más grande del mundo, esta solo genera aproximadamente el 62% de la energía consumida en el país.

La Corporación Eléctrica Nacional, S.A. (CORPOELEC), es una empresa netamente gubernamental, también un ente adscrito al Ministerio del Poder Popular para la Energía Eléctrica (MPPEE), la cual es la encargada de la generación, transmisión, distribución y comercialización de la energía eléctrica en Venezuela, es la fusión de diez empresas eléctricas estatales junto con seis privadas.

La subestación eléctrica es una instalación destinada a establecer los niveles de tensión adecuados para convertir, regular y distribuir energía eléctrica, la misma está conformada por varios equipos, los cuales requieren

ser instalados en bases de concreto, estas se encuentran debajo de los transformadores, se les conoce como “base de transformador”, “base de generador”, Cimentaciones o Fundaciones, tanto en la industria eléctrica como la de construcción. Estas bases de concreto son estructuras de soporte diseñadas específicamente para alojar, anclar los transformadores de potencia y plantas eléctricas en su ubicación permanente. Estas bases proporcionan una plataforma estable, también nivelada para la instalación de estos equipos, permitiendo su correcto funcionamiento, asegurando su estabilidad y seguridad en el sitio.

Debido al aumento constante de la población en el país, la demanda eléctrica fue aumentando con el pasar de los años, por esta razón la empresa se ha visto en la necesidad de evaluar y modificar sus condiciones de operación, al igual que los equipos. Es por ello que CORPOELEC está realizando adecuaciones y mejoras necesarias en las subestaciones eléctricas, como es el caso de la subestación (S/E) Casanay, la cual es el enlace principal para la exportación de energía a la Isla de Margarita, esta se encuentra ubicada en la carretera nacional Cariaco – Casanay, sector Palo Rosal, Municipio Ribero, Parroquia Cariaco, en el estado Sucre.

La subestación Casanay, es una subestación Nodal 230T, tiene un enlace con la subestación Sucre en Güiría y Chacopata II, ubicada en el sector Palo Rosal a 5,2Km de Casanay. La isla de Margarita tiene un consumo de 250 MW, depende de un 80% de la subestación Casanay, por lo tanto, para mejorar la confiabilidad en el suministro de energía en esta subestación, es necesario el cambio de algunos equipos, así como también la mejora de la infraestructura de la subestación, realizando adaptaciones de acuerdo a las normas de construcción establecidas en el país. En tal sentido surge la necesidad de desarrollar un trabajo de investigación que permita realizar la evaluación estructural de la fundación ya existente, de un transformador de potencia

115/34,5 kV-20 MVA, para un reemplazo, a un transformador de mayor capacidad, en este caso de 36 MVA, en la subestación Casanay, Edo Sucre.

Para poder realizar lo descrito anteriormente es necesario examinar los estudios realizados en dicho lugar, los planos existentes de la fundación actual, para poder evaluar los cambios que pueda provocar este cambio de transformador. Surgiendo así, distintas interrogantes: ¿Cuáles son las características estructurales actuales de la fundación del transformador de la Subestación Casanay-Edo. Sucre? ¿Cuáles son las cargas que pueden actuar sobre la fundación, considerando las acciones sísmicas según la norma COVENIN 1756-2019 y la guía CADAPE 3:2-026? ¿Cuáles son los esfuerzos transmitidos al suelo y el asentamiento bajo las nuevas solicitudes? ¿Cuál es la adecuación estructural de la fundación de acuerdo con lo establecido en la norma COVENIN 1753-2006? ¿Cómo quedarán los planos y detalles de la fundación, de acuerdo a los estudios realizados?

La importancia de la presente investigación se sustenta en dos partes fundamentales, la primera se sustentará en un estudio de suelos existente del terreno donde se encuentra ubicada la Subestación Casanay, para conocer las características físicas y geológicas, donde se puede ver la secuencia litológica, las diferentes capas, su espesor, la profundidad del nivel del agua, así como también la capacidad de resistencia del suelo. En la segunda se determinará si la fundación actual cumple con las nuevas solicitudes impuestas y si el suelo soporte no sobrepasa su capacidad admisible ni los asentamientos permisibles; en caso de no cumplir se realizará el análisis y diseño de una nueva fundación.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo General.**

Evaluar la estructura de una fundación existente, Norma COVENIN 1753-2006 para un transformador de potencia 115/34,5 kV de 36 MVA en la subestación Casanay-Edo. Sucre. Año 2024

### **1.2.2 Objetivos Específicos.**

1. Describir las características estructurales actuales de la fundación del transformador de la Subestación Casanay-Edo. Sucre.
2. Calcular las cargas que pueden actuar sobre la fundación, considerando las acciones sísmicas según la norma COVENIN 1756-2019 y la guía CADAFE 3:2-026.
3. Realizar los cálculos de los esfuerzos transmitidos al suelo y el asentamiento bajo las nuevas solicitaciones.
4. Diseñar la adecuación estructural de la fundación de acuerdo con lo establecido en la norma COVENIN 1753-2006.
5. Elaborar planos y detalles de la fundación, de acuerdo a los estudios realizados.

## **1.3 Justificación**

La sustitución del transformador de 20 MVA por uno de 36 MVA en la Subestación Casanay, requiere evaluar la capacidad de la fundación existente para soportar el aumento de peso y las nuevas exigencias operativas y sísmicas. Esta evaluación es crucial para garantizar la seguridad y estabilidad de la infraestructura eléctrica, así como la continuidad del suministro energético en la región.

La inspección superficial de la fundación permitirá identificar signos de deterioro y estimar su capacidad portante. El análisis del suelo, basado en

estudios previos, ayudará a predecir su comportamiento y potencial de asentamiento bajo la nueva carga. Finalmente, la evaluación sismo resistente, según las normas COVENIN, asegurará la estabilidad de la fundación ante la actividad sísmica local. Los resultados de esta evaluación determinarán la viabilidad de la fundación actual o la necesidad de modificaciones para una operación segura y confiable del nuevo transformador.

#### **1.4 Alcance**

La proyectada instalación de un transformador de mayor capacidad en la subestación de Casanay hace necesaria una evaluación exhaustiva de la fundación existente. Determinar la capacidad estructural y geotécnica de la cimentación para soportar la mayor carga estática y las sollicitaciones dinámicas, incluyendo la respuesta sísmica, resulta fundamental para asegurar un margen de seguridad adecuado para la nueva instalación y contribuir a la continuidad y confiabilidad del suministro eléctrico en la región.

#### **1.5 La empresa**

La Corporación Eléctrica Nacional (CORPOELEC) se creó, mediante decreto presidencial N° 5.330, en julio de 2007, cuando el Presidente de la República, establece la reorganización del sector eléctrico nacional con el fin de mejorar el servicio en todo el país. En el Artículo 2 del documento se define a CORPOELEC como una empresa operadora estatal encargada de la realización de las actividades de Generación, Transmisión, Distribución y Comercialización de potencia y energía eléctrica.

Desde que se publicó el decreto de creación de CORPOELEC, todas las empresas del sector, trabajan en sinergia para atender el servicio y avanzar

en el proceso de integración para garantizar y facilitar la transición armoniosa del sector. Estas empresas son:

- ✓ Electrificación del Caroní, C.A. (EDELCA)
- ✓ La Electricidad de Caracas (La EDC)
- ✓ Energía Eléctrica de Venezuela, C.A. (ENELVEN)
- ✓ Energía Eléctrica de la Costa Oriental del Lago C.A: (ENELCO)
- ✓ Energía Eléctrica de Barquisimeto S.A. (ENELBAR)
- ✓ Compañía de Administración y Fomento Eléctrico S.A. (CADAFE)
- ✓ Generación de Vapor, C.A. (GENEVAPCA)
- ✓ Electricidad de Ciudad Bolívar, C.A. (ELEBOL)
- ✓ Electricidad de Valencia, C.A. (ELEVAL)
- ✓ Sistema Eléctrico del Estado Nueva Esparta (SENECA)

- ✓ Empresa Nacional de Generación C.A: (ENAGEN)
- ✓ Compañía Anónima Luz Eléctrica de Yaracuy, C.A. (CALEY)
- ✓ Luz y Fuerza Eléctrica de Puerto Cabello, C.A. (CALIFE) y
- ✓ Sociedad Mercantil TURBO VEN, C.A. (TURBOVEN),

Ante la creciente demanda y las exigencias del Sistema Eléctrico Nacional, SEN, el Ejecutivo Nacional creó al Ministerio del Poder Popular para la Energía Eléctrica MPPEE, el 21 de octubre de 2009. La información fue publicada en la Gaceta Oficial número 39.294, Decreto 6.991, del miércoles 28 de octubre.

En el decreto 5.330 el ente rector de la política eléctrica era el Ministerio del Poder Popular para la Energía y el Petróleo, MENPET. Ahora CORPOELEC está bajo la tutela del Ministerio del Poder Popular para la Energía Eléctrica, MPPEE. El Ejecutivo Nacional a través del Ministerio del Poder Popular para la Energía y Petróleo (MENPET) resolvió reorganizar el territorio nacional para el ejercicio de la actividad de distribución de potencia y energía eléctrica, lo cual quedó establecido en la publicación de la Resolución 190 del Menpet, en la Gaceta Oficial N° 38.785 del día 8 de octubre de 2007. A tales efectos se crean las siguientes regiones operativas:

1. Región Occidental conformada por los estados Falcón, Zulia y Trujillo.
2. Región Sur Occidental conformada por los estados Mérida, Táchira y Barinas.
3. Región Centro Occidental conformada por los estados Yaracuy, Portuguesa, Cojedes y Lara.
4. Región Central conformada por los estados Carabobo, Aragua, Guárico, Apure y Amazonas.
5. Región Capital conformada por los estados Miranda, Vargas y Distrito Capital.

6. Región Oriental conformada por los estados Anzoátegui, Sucre y Nueva Esparta.
7. Región Insular.
8. Región de Guayana conformada por los estados Monagas, Delta Amacuro y Bolívar.

La nueva organización territorial de actividad de distribución de potencia y energía eléctrica del país se muestra en la figura 1.1.

**Figura 1.2**  
*Regiones Operacionales de CORPOELEC*



**Nota:** (CORPOELEC, Enero 2012)

El 12 de julio del 2010, en la Gaceta Oficial 39.463, se aprueban las modificaciones a este decreto que enfatiza la necesidad de dar un mayor impulso a la fusión de las filiales de CORPOELEC en una persona jurídica única. Allí se establece el 30 de diciembre de 2011 como la fecha tope para la integración definitiva.

CORPOELEC, Empresa adscrita al Ministerio del Poder Popular de Energía Eléctrica, es una institución que nace con la visión de reorganizar y unificar el sector eléctrico venezolano a fin de garantizar la prestación de un servicio eléctrico confiable, incluyente y con sentido social. Este proceso de integración permite fortalecer al sector eléctrico para brindar, al soberano, un servicio de calidad, confiable y eficiente; y dar respuestas, como Empresa Eléctrica, en todas las acciones de desarrollo que ejecuta e implanta el Gobierno.

Tiene como misión desarrollar, proporcionar y garantizar un servicio eléctrico de calidad, eficiente, confiable, con sentido social y sostenibilidad en todo el territorio nacional, a través de la utilización de tecnología de vanguardia en la ejecución de los procesos de generación, transmisión, distribución y comercialización del sistema eléctrico nacional, integrando a la comunidad organizada, proveedores y trabajadores calificados, motivados y comprometidos con valores éticos socialistas, para contribuir con el desarrollo político, social y económico del país. El objetivo de CORPOELEC es redistribuir las cargas de manera que cada empresa asuma el liderazgo en función de sus potencialidades y fortalezas.

## CAPITLO II

### MARCO TEÓRICO.

#### 2.1 Antecedentes

Para la realización del presente proyecto se utilizaron como base los siguientes trabajos:

Bas, E.; Hernández, F. y Villegas, Z., (2022), realizaron una evaluación del comportamiento del suelo bajo la fundación para un transformador de potencia 115/34.5kV – 36MVA partiendo de la Ley de Navier, por medio de la aplicación de mecánicas de suelo y empleando las normas Funvisis. Este trabajo se tomará como guía para saber los pasos a seguir en la evaluación del comportamiento de los suelos y cómo influyen las cargas sísmicas del mismo en las fundaciones de un transformador de potencia.

Guerra, L y Wipping A., (2022), realizaron una propuesta de diseño y análisis estructural para la base de cimentación de un transformador de 30 MVA en una subestación. Esta tesis se tomará como guía para realizar el análisis de los elementos estructurales de la cimentación existente del transformador de potencia en la subestación Casanay y así determinar si la misma es viable para soportar el peso del nuevo transformador a instalar o se debe rediseñar. Esta tesis fue presentada en la Universidad Cesar Vallejo en Piura de Perú para optar por el título de Ingeniero Civil.

Hernández, S., (2013), realizo el diseño y construcción de cimentaciones profundas para subestaciones eléctricas, basándose en una metodología de diseño que tomaba en cuenta todos los posibles factores que pueden afectar en su construcción y funcionamiento; así como también describe el proceso constructivo de las cimentaciones profundas, implementado normas de

seguridad industrial y sistemas de control de calidad que se deben tener con todos los materiales involucrados en el desarrollo de la obra. Este Trabajo de Grado fue presentado en la Universidad de San Carlos de Guatemala para optar por el Título de Ingeniero Civil. Se tomará como guía para saber los pasos a seguir en la realización de un diseño y construcción de una cimentación profunda para una subestación eléctrica.

Martínez, G. y Pereira Y., (2010), realizaron un análisis de la importancia que tiene el estudio de los suelos para la determinación de fundaciones en obras civiles, mediante la implementación de acuerdo a las normativas de estudios geotécnicos y ensayos mínimos necesarios para tener una seguridad razonable al momento de ejecución de proyectos civiles. Esta Monografía de Grado fue presentada en la Universidad de Oriente – Núcleo Anzoátegui para optar por el Título de Ingeniero Civil. Proporcionará información importante de las características de los suelos que se encuentran en la zona donde está ubicada la subestación.

## **2.2 Bases Teóricas**

“Cualquier estructura no es más resistente que sus conexiones” citado por el autor Coduto, D. en su libro “Diseño de cimientos: principios y prácticas” segunda edición. También escribió que, aunque es usual que esta información invoque imágenes de las conexiones entre miembros estructurales individuales, también aplica a aquellas entre la superestructura y el terreno que la soporta. Básicamente, esta conexión es la fundación. Aún los antiguos constructores sabían que las estructuras más cuidadosamente diseñadas, podían fallar si no estaban soportadas por las fundaciones adecuadas. (Coduto, D. 2001)

### **2.2.1 Subestación Eléctrica**

Es una instalación clave en la red eléctrica que se encarga de la transformación, regulación y distribución de la energía eléctrica. Estas subestaciones reciben la electricidad a altas tensiones de las centrales generadoras y la convierten a tensiones más bajas aptas para el consumo, facilitando así su distribución eficiente. Dependiendo de su función y ubicación, pueden clasificarse en subestaciones de transformación, que manejan altas tensiones, medias tensiones y aquellas destinadas a tensiones más bajas, cada una con características específicas adaptadas a su entorno y necesidades. (Trecsa, 2024)

### **2.2.2 Transformador de Potencia**

El transformador de potencia es un dispositivo electromagnético pasivo que tiene la capacidad de transferir energía de un circuito a otro con ayuda de un acoplamiento inductivo. Este tipo de transformadores funcionan con corriente alterna (CA) y se diferencian mucho de otros transformadores gracias a su uso, pues son muy utilizados en subestaciones que tienen como objetivo concentrar la transformación de energía en media y alta tensión; de hecho, se puede hacer una clasificación de los transformadores de potencia gracias a su rango de funcionamiento. Igualmente, son distribuidos en centrales de generación, subestaciones y empresas que utilizan altos niveles de potencia. (Juan Carlos G, 2023)

### **2.2.3 Fundaciones**

La parte inferior de una estructura se denomina generalmente cimentación y su función es transferir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa. Una fundación adecuadamente diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin sobreesforzar a éste. Sobreesforzar al suelo conduce a un asentamiento excesivo o bien a una falla cortante del suelo,

provocando daños a la estructura. Por eso, los ingenieros geotecnistas y estructurales que diseñan cimentaciones deben evaluar la capacidad de carga de los suelos. (Braja M. Das, 2001)

#### **2.2.4 Fundaciones superficiales**

Son aquellas fundaciones que se apoyan en toda o en casi toda el área de la base sobre el terreno, en un estrato no mayor de 5m de profundidad, medido desde la cota superior del predio a construir, y donde el suelo ofrezca la suficiente capacidad portante para soportar las cargas impuestas por la superestructura, con moderados asentamientos. (Ing. María E. Durán S., 2015)

#### **2.2.5 Exploración del Subsuelo**

La determinación de las condiciones del subsuelo que condicionan el diseño es una de las etapas más importantes en la solución de un problema de fundaciones. Las investigaciones de campo y de laboratorio requeridas para obtener la información necesaria constituyen la exploración del subsuelo, conocido comúnmente como “Estudio de Suelo” o “Estudios Geotécnicos”.

Si el perfil del subsuelo es complejo, es muy probable que un programa elaborado de ensayos de suelo se halle fuera de lugar. Por ello, los métodos para la exploración del suelo deben elegirse, de acuerdo con el tipo de perfil del subsuelo, en el lugar mismo de la construcción. (Maria Spadaro y Carlos Carvajal, 2002)

#### **2.2.6 Tipos de falla por Capacidad de Carga**

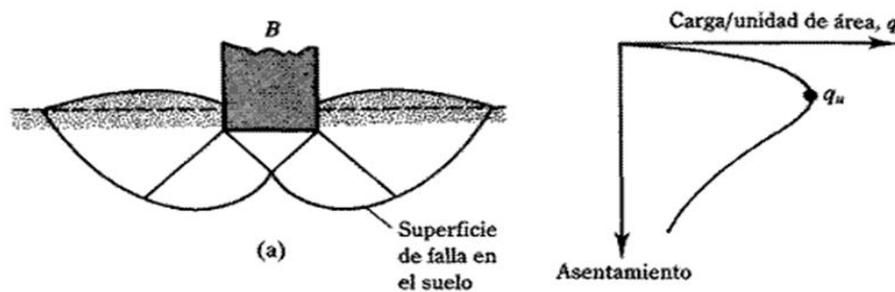
Los principales modos de falla por corte bajo fundaciones superficiales han sido descritos en la literatura como falla general por corte, falla local por corte y falla por punzonado.

### A. Falla General por Corte

La falla general por corte se caracteriza por la existencia de un patrón de falla bien definido, que consiste en una cuña de suelo y dos superficies continuas de desplazamiento que se extienden desde cada lado de la zapata hasta la superficie del terreno, tal como se observa en la Figura 1.a. La superficie del terreno adyacente a la zapata se levanta y, si la zapata no está rígidamente atada a la estructura, esta rotará y se inclinará. Bajo las condiciones de trabajo de la gran mayoría de zapatas, condición de esfuerzo controlados, la falla es violenta y catastrófica. Este tipo de falla ocurre en suelos incompresibles que tienen una definida resistencia al corte, tales como los suelos granulares densos y los cohesivos de consistencia dura a rígida (preconsolidados). También puede darse esta falla en arcillas normalmente consolidadas saturadas si la carga es aplicada tan rápidamente que prevalece la condición no drenada. (Maria Spadaro y Carlos Carvajal, 2002)

**Figura 1.a**

*Modos de falla por capacidad de carga de fundaciones superficiales.  
Falla General por Corte*

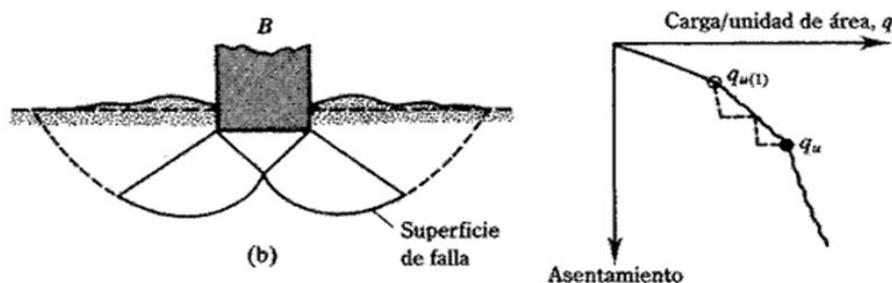


**Nota.** Adaptado de *Modos de falla por capacidad de carga de fundaciones superficiales*, por Braja M. Das, 2001, *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. (p. 392). International Thomson Editores, S.A. Primera edición. Editorial International Thomson Editores, S.A.

### B. Falla Local por Corte

El patrón de falla solo está bien definido debajo de la zapata cuando se produce una falla local (Figura 1.b). Dicho patrón consiste en la formación de una cuña y dos superficies de deslizamiento que comienza a cada lado de la zapata, pero que, al contrario de la falla general de corte, terminan en algún sitio dentro de la masa del suelo. Hay una tendencia visible a levantamiento del terreno alrededor de la zapata y existe una compresión vertical del suelo bajo la misma. La falla local por corte constituye un modo transicional entre la falla general y la falla por punzonado. (Maria Spadaro y Carlos Carvajal, 2002)

**Figura 2.b**  
*Modos de falla por capacidad de carga de fundaciones superficiales.*  
*Falla Local por Corte*



*Nota.* Adaptado de *Modos de falla por capacidad de carga de fundaciones superficiales*, por Braja M. Das, 2001, *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. (p. 392). International Thomson Editores, S.A. Primera edición. Editorial International Thomson Editores, S.A.

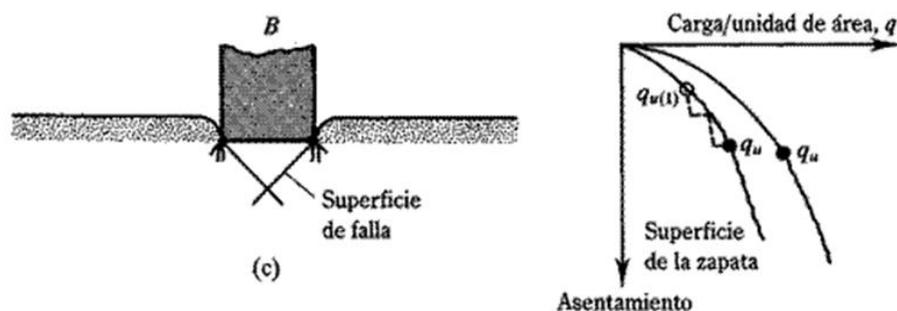
### C. Falla por Punzonado

A medida que se incrementa la carga, se comprime el suelo inmediatamente debajo de la zapata y se produce el desplazamiento vertical de la misma. La penetración continua de la zapata en el suelo se hace posible por el corte vertical alrededor del perímetro de la zapata. El suelo fuera del

área cargada permanece relativamente inalterado y prácticamente no se produce movimiento del suelo alrededor de la zapata. La fundación se asienta mediante pequeños movimientos verticales repentinos, pero sin producir el colapso a la rotación de la zapata. Un incremento continuo de la carga es necesario para mantener la zapata en movimiento vertical. Este tipo de falla se produce en arenas muy sueltas o en suelos cohesivos blandos o muy blandos, cuando la carga se aplica lentamente bajo condiciones drenadas. También puede ocurrir esta falla cuando la zapata está soportada por un estrato delgado de arena densa que suprayace a un suelo cohesivo blando o compresible. (Maria Spadaro y Carlos Carvajal, 2002)

**Figura 3.c**

*Modos de falla por capacidad de carga de fundaciones superficiales.  
Falla por Punzonado*



**Nota.** Adaptado de *Modos de falla por capacidad de carga de fundaciones superficiales*, por Braja M. Das, 2001, *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. (p. 392). International Thomson Editores, S.A. Primera edición. Editorial International Thomson Editores, S.A.

### 2.2.7 Teoría de la capacidad de carga última

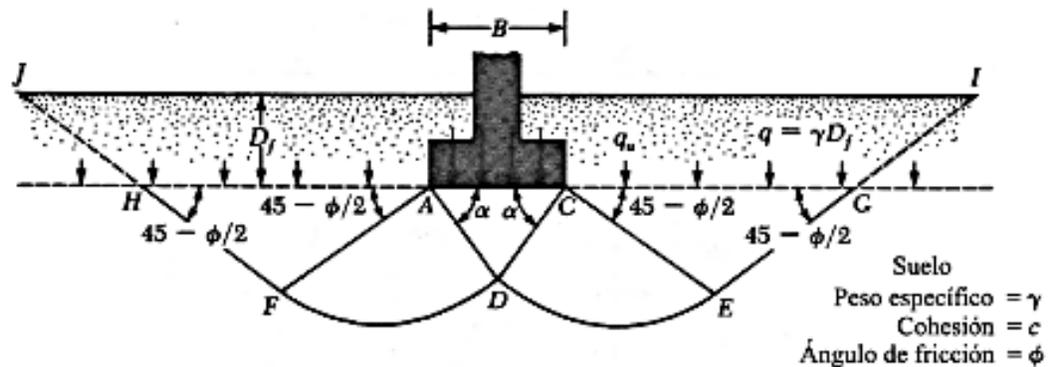
Terzaghi (1943) fue último en presentar una teoría para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad  $D_f$  (Figura 2) de la cimentación es menor que o igual al ancho de la misma. Sin embargo, investigadores

posteriores han sugerido que cimentaciones con  $D_f$  igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación se definen como cimentaciones superficiales.

Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o de franja (es decir, la razón de ancho a lo largo de la cimentación tiende a 0), la superficie de falla es un suelo bajo carga última se supone similar a la mostrada en la figura 2 (Note que este es el caso de la falla cortante general como se definió en la figura 1.a. El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación se supone reemplazado por el efecto de una sobrecarga equivalente  $q = \gamma D_f$  (donde  $\gamma$  = peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación se separa en tres partes (véase la figura 2):

**Figura 4**

*Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua rugosa.*



**Nota.** Adaptado de *Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua rugosa*, por Braja M. Das, 2001, *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. (p. 394). International Thomson Editores, S.A. Primera edición. Editorial International Thomson Editores, S.A.

- La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación
- Las zonas de corte radial ADF y CDE, en que las curvas DE y DF son arcos de una espiral logarítmica
- Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Los ángulos CAD y ACD se suponen iguales al ángulo de fricción del suelo (es decir,  $\alpha = \phi$ ). Note que al reemplazar el suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente  $q$ , la resistencia cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ fue despreciada.

Usando el análisis del equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad última de carga en la forma

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \text{ (Cimentación en franja) (Ecuación 1)}$$

Donde  $c$  = cohesión del suelo  
 $\gamma$  = Peso específico del suelo  
 $q = \gamma D_f$

Con base en estudios de laboratorio y campo de la capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en suelos sugerida por Terzaghi parece ahora ser correcta (Vesic, 1973). Sin embargo, el ángulo  $\alpha$  mostrado en la figura 2. es más cercano a  $45 + \phi/2$  que a  $\phi$ , como fue originalmente supuesto por Terzaghi. Con  $\alpha = 45 + \phi/2$ , las relaciones para  $N_c$  y  $N_q$  se expresan como

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

**(Ecuación 2)**

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

**(Ecuación 3)**

La ecuación para  $N_c$  dada por la ecuación 3 fue derivada originalmente por Prandtl (1921), y la relación para  $N_q$  (ecuación 2) fue presentada por Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron para  $N_\gamma$  la relación

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad \textbf{(Ecuación 4)}$$

La tabla 1 muestra la variación de los factores de capacidad de carga precedentes con los ángulos de fricción del suelo.

**Tabla 1**  
*Factores de capacidad de carga*

$\emptyset$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \emptyset$	$\emptyset$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \emptyset$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	53.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.98	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

\*Según Vesic (1973)

**Nota.** Adaptado de *Factores de capacidad de carga*, por Braja M. Das, 2001, *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. (p. 395). International Thomson Editores, S.A. Primera edición. Editorial International Thomson Editores, S.A.

La expresión para la capacidad de carga última presentada en la ecuación (Ecuación 1) es sólo para una cimentación continua y no se aplica en el caso de cimentaciones rectangulares. Además, la ecuación no toma en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (porción de la superficie de falla marcada GI y HJ en la figura 2., además la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos estos aspectos, Meyerhof (1963) sugirió la siguiente forma para la ecuación de capacidad general de carga:

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad \text{(Ecuación 5)}$$

Donde

- c = Cohesión
- q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
- $\gamma$  = Peso específico del suelo
- B = ancho de la cimentación (= diámetro para una cimentación circular)
- $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$  = factores de forma
- $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  = factores de profundidad
- $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$  = factores de inclinación de la carga
- $N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga

### 2.2.8 Capacidad de carga última neta

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por área unitaria de la cimentación soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo alrededor al nivel de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del concreto usado en la cimentación y el peso específico del suelo que rodea a ésta se supone despreciable, entonces

$$q_{neta(u)} = q_u - q \quad \text{(Ecuación 6)}$$

donde  $q_{neta(u)}$  = capacidad de carga última neta. (Braja M. Das, 1984 y 1985)

Baja M. Das define que el esfuerzo último de un suelo que soporta una fundación superficial o directa no es más que la carga máxima por unidad de superficie que hace que el suelo falle por corte, y el esfuerzo admisible del mismo es el que resulta de dividir este esfuerzo último por un factor de seguridad que generalmente se toma con 3.

### 2.2.9 Zapatas combinadas

Braja M. Das, define que, en varios casos, la carga por ser soportada por una columna y la capacidad de carga del suelo son tales que el diseño estándar de la zapata requiere la extensión de la fundación de la columna más allá del lindero de propiedad. En tal caso, dos o más columnas se soportan sobre una simple fundación rectangular.

Fratelli explica que, la forma rectangular en planta de la base combinada se utiliza cuando las cargas de las columnas son iguales o difieren poco entre sí. La Figura 3 muestra una base de este tipo, con la resultante R centrada en la planta de la fundación, de modo que la reacción  $q_u$  del suelo resulta uniforme en toda el área de contacto con el terreno.

Se debe tratar que la luz de los volados a ambos lados de las columnas, sean iguales. Si las dos columnas soportan la misma carga P, el área en planta resulta:

$$A_{req} = \frac{v_2 P}{q_{adm}} \quad \text{(Ecuación 7)}$$

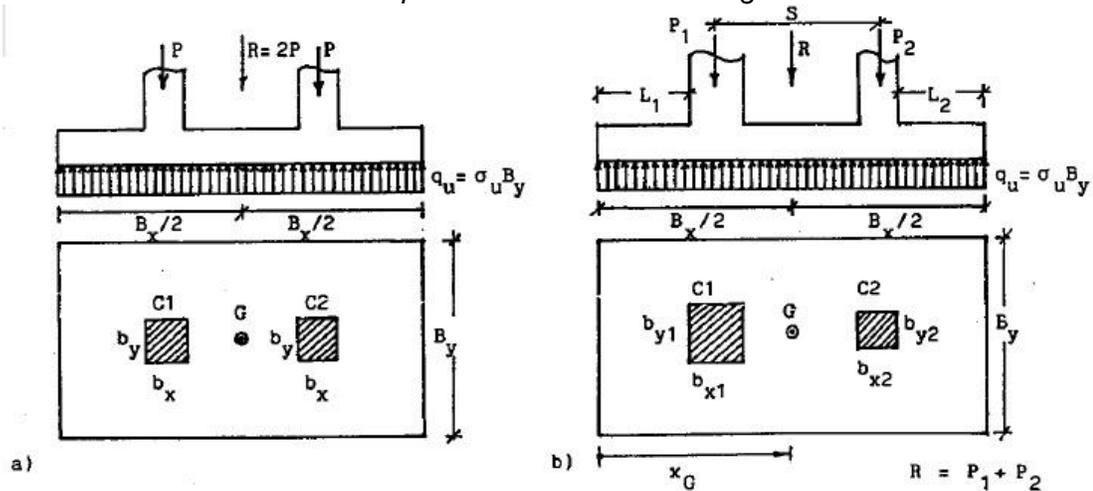
Cuando  $P_1 \neq P_2$ , para que la distribución de la reacción  $q_u$  sea uniforme, se debe cumplir:

$$X_G = \frac{B_x}{2} = L_1 + \frac{B_{x1}}{2} + \frac{P_2 S}{P_1 + P_2} \quad \text{(Ecuación 8)}$$

De la ecuación 8 se despeja  $L_1$ . En este caso el área requerida vale:

$$A_{\text{req}} = \frac{v \sum P}{\sigma_{\text{adm}}} \leq B_x B_y \quad \text{(Ecuación 9)}$$

**Figura 3**  
*Zapata combinada rectangular*



**Nota:** en la imagen se puede apreciar sus partes y ecuaciones relacionadas

Si además de las cargas axiales que actúan en las columnas, existen momentos flectores en el pie de éstas, para lograr una distribución uniforme de las reacciones  $q_u$  del suelo se exige: (ver Fig. 3.a)

$$X_G = \frac{B_x}{2} = L_1 + \frac{B_{x1}}{2} + \frac{P_2 S + M_1 - M_2}{P_1 + P_2} \quad \text{(Ecuación 10)}$$

En ciertos casos, sin embargo, no es posible hacer coincidir el centro de presiones con el baricentro de la base, por problemas de ubicación de la fundación. Se debe prestar especial atención, sin embargo, de que el centro de presiones esté contenido en el núcleo central en planta, y las reacciones del suelo se obtienen, para una distribución lineal de esfuerzos:

$$q_{u1} = \frac{\sum P_u}{B_x} \left( 1 + \frac{6 e_x}{B_x} \right)$$

(Ecuación 11)

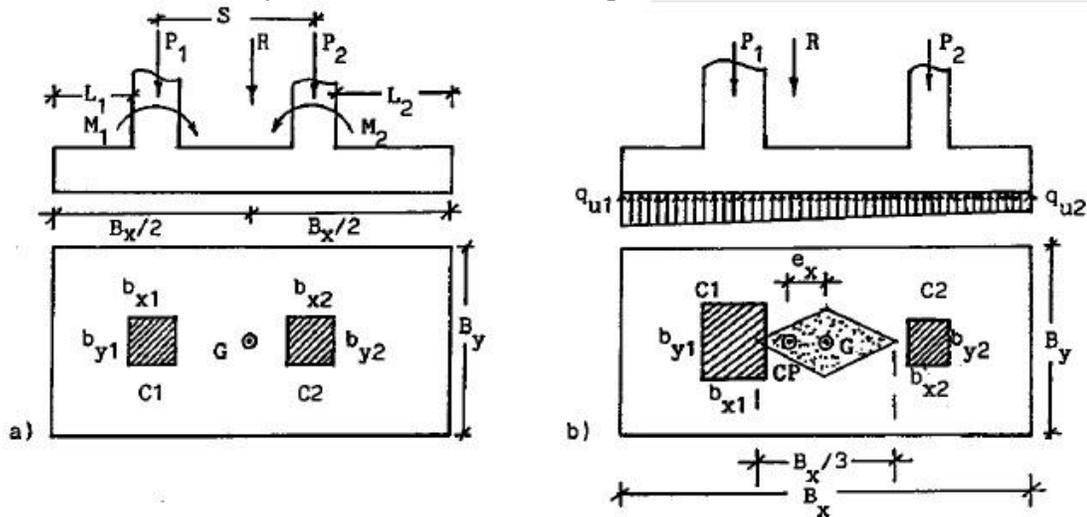
$$q_{u2} = \frac{\sum P_u}{B_x} \left( 1 - \frac{6 e_x}{B_x} \right)$$

(Ecuación 12)

Para:  $e_x \leq B_x/6$  (véase la Fig. 4.b)

**Figura 4**

*Zapata combinada rectangular con excentricidad*



**Nota:** se puede observar las fuerzas aplicadas y los centroides

### 2.2.10 Clasificación según el tipo estructural

Para cada dirección del análisis el sistema sismorresistente deberá ser clasificado en uno o más de los cuatro Tipos Estructurales, I, II, III, IV, de acuerdo con las características que se definen a continuación. Los Tipos Estructurales se dividen en Subtipos que pueden tener distintos Niveles de Diseño ND, según se indica en este punto:

a) El Nivel de Diseño asignado a cada Subtipo Estructural depende del cumplimiento de la calidad mínima de los materiales básicos y de los conectores, de los requisitos dimensionales y de forma de los miembros, de la capacidad y detallado de los miembros y sus conexiones, de acuerdo con lo especificado en las normas de diseño (ver 1.2; tabla 15).

b) El sistema sismorresistente puede tener diferentes Subtipos Estructurales en cada dirección de análisis.

c) El sistema sismorresistente puede tener más de un Subtipo Estructural en cada dirección de análisis.

➤ **Tipo I**

Estructuras de vigas y columnas que ante las acciones sísmicas se deforman principalmente por la flexión de sus elementos, y que cumplan con las relaciones dimensionales establecidas en las normas de diseño para cada Nivel de Diseño. Los miembros están conectados por juntas con la rigidez y resistencia necesarias para garantizar la transferencia de tensiones y deformaciones entre ellos. El Tipo I se divide en los siguientes cuatro subtipos:

❖ **Subtipo I-a**

Estructuras constituidas por pórticos, con vigas y columnas conectadas por juntas, de concreto armado, de acero estructural, mixtos acero-concreto o de madera, que satisfacen los siguientes requerimientos:

a) En el caso de pórticos de concreto armado, no se consideran como vigas o columnas aquellos elementos que no posean refuerzo transversal adecuadamente detallado, en especial en lo referido al confinamiento, tales como nervios de losas o muros en su dirección transversal.

b) En el caso de pórticos de acero deben utilizarse las secciones y conexiones precalificadas, correspondientes al Nivel de Diseño, de acuerdo con las normas NTF 1618-1 y AISC 358, citadas en 1.9, o bien verificarse su idoneidad mediante experimentos adecuados cumpliendo con la norma NTF 1618-2 o AISC 341.

c) Las conexiones parcialmente restringidas no se consideran parte del sistema resistente a sismos para las estructuras en los Niveles de Diseño ND2 y ND3, a menos que se justifique mediante resultados de ensayos el cumplimiento de los requisitos establecidos en la norma NTF 1618-2.

d) Si en una dirección dada se tiene más de un Nivel de Diseño.

❖ **Subtipo I-b**

Pórticos de acero con vigas de celosía. Califican como ND3 al ser diseñados con segmentos especiales para disipar energía de acuerdo con la norma AISC 341. En caso contrario califican como ND1.

❖ **Subtipo I-c**

Pórticos de acero estructural (vigas y columnas) con columnas articuladas en el nivel base.

❖ **Subtipo I-d**

Estructuras de concreto armado constituidas por muros o columnas con losas sin vigas. Pueden ser las siguientes:

a) Las estructuras con losas macizas y losas reticulares armadas en sus dos direcciones y apoyadas en columnas. Se les asigna como máximo el Nivel de Diseño ND2; a tal fin deben poseer un detallado moderadamente dúctil de acuerdo con lo establecido en el punto 21.3.6 de la norma ACI 318, 2014, para losas armadas en dos direcciones sin vigas, además de lo estipulado en la norma NTF 1753. Si no incorporan las citadas especificaciones de ductilidad califican como ND1.

b) Las estructuras con losas macizas apoyadas en muros, con ausencia de muros en una dirección. Se les asigna el Nivel de Diseño ND1 para el análisis en la dirección sin muros.

c) Las estructuras de columnas con losas nervadas sin vigas. Califican como ND1 en la dirección correspondiente a la ausencia de vigas.

➤ **Tipo II**

Estructuras duales constituidas por combinaciones de los Tipos I y III. Su acción conjunta deberá ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos Tipo I por sí solos deben estar en capacidad de resistir por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de esas fuerzas. Al combinar los Tipos I y III con diferentes niveles de diseño, la combinación clasifica como Tipo II con el menor de los niveles de diseño. Se distinguen dos subtipos:

❖ **Subtipo II-a**

Estructuras constituidas por la combinación de los Subtipos I-a y III-a.

❖ **Subtipo II-b**

Estructuras constituidas por la combinación de los Subtipos I-a y III-b.

➤ **Tipo III**

Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante muros de concreto armado, o de sección mixta acero-concreto, o por muros de mampostería, o por pórticos arriostrados de concreto armado, acero o sección mixta acero-concreto, o por paneles de acero o madera o por muros de adobe con refuerzo especial. Se considerarán igualmente dentro de este grupo las estructuras similares al Tipo II, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por sí solos por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de las fuerzas sísmicas totales. Se distinguen tres subtipos:

❖ **Subtipo III-a**

Son estructuras conformadas por muros de concreto armado con dinteles de acoplamiento dúctiles, o por pórticos de acero con arriostramientos de

pandeo restringido o por pórticos mixtos (acero-concreto) con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles, o por pórticos de acero con arriostramientos de pandeo restringido o por pórticos mixtos (acero-concreto).

#### ❖ **Subtipo III-b**

Son las estructuras conformadas por muros de concreto armado sin acoplamientos de dinteles dúctiles, los muros de pared delgada sin elementos de borde del tipo túnel, o las conformadas por pórticos de acero o mixtos (acero-concreto) con arriostramientos concéntricos, o los sistemas de paneles de acero, o los paneles y diafragmas de madera clavados, conectados con clavos y/o pernos, o los elementos estructurales livianos de acero (perfiles doblados en frío) con arriostramientos diagonales y cubiertas con paneles de madera o láminas de acero, o los muros mixtos (acero-concreto) o los paneles mixtos (acero-concreto). Califican como ND1, ND2 o ND3 según el cumplimiento de las prescripciones de las normas de diseño. Adicionalmente se debe cumplir lo siguiente:

- a) Los arriostramientos diseñados solamente a tracción, clasifican con Nivel de Diseño ND1.
- b) No se permiten los arriostramientos con configuración en K.

#### ❖ **Subtipo III-c**

Son las estructuras conformadas por muros prefabricados de concreto armado, o por muros de mampostería, o por muros de adobe con refuerzo especial, o por paneles y diafragmas de madera encolados, conectados con clavos y/o pernos, o por paneles de madera clavados, con diafragmas encolados, conectados con clavos y/o pernos, o por elementos estructurales livianos de acero (perfiles doblados en frío) con arriostramientos diagonales y cubiertas con paneles de otro material distinto a la madera o al acero. Califican

como ND2 o ND1 según el cumplimiento de las prescripciones de las normas de diseño.

#### ➤ Tipo IV

Estructuras sustentadas por una sola columna. Estructuras sustentadas por vanos resistentes, cuando la mitad de dichos planos poseen una sola columna o columnas en voladizo, cada una, en la dirección del análisis. Estructuras constituidas por pórticos de acero con vigas articuladas en sus extremos.

### 2.2.11 Espectro de diseño

En la normativa ASCE, se define que, un espectro de diseño sísmico es una gráfica que representa las aceleraciones máximas esperadas en una estructura ante un movimiento sísmico, basada en un análisis del riesgo sísmico del sitio. Este espectro se utiliza como referencia para el diseño de estructuras, definiendo las fuerzas sísmicas que deben resistir.

La norma COVENIN 1756-1:2019 define un espectro de diseño elástico normalizado, que se puede escalar utilizando los parámetros  $A_0$  y  $A_1$ . El espectro se divide en tres zonas:

1. Zona de aceleración constante ( $0 \leq T \leq T_1$ ): La aceleración espectral ( $A_A$ ) es igual a  $A_0$ .
2. Zona de pseudo-velocidad constante ( $T_1 < T \leq T_L$ ): La aceleración espectral ( $A_A$ ) disminuye linealmente con el período ( $T$ ) en escala logarítmica.
3. Zona de pseudo-desplazamiento constante ( $T > T_L$ ): La aceleración espectral ( $A_A$ ) disminuye proporcionalmente a  $1/T^2$ .

### 2.2.12 Amenaza Sísmica

Para incorporar la amenaza sísmica en un sitio:

a) Cada lugar del país queda caracterizado, según el punto 4.2, por los tres parámetros sísmicos básicos A0, A1 y TL que se dan en los mapas de amenaza sísmica contenidos en este capítulo.

b) Para todas las construcciones, las acciones sísmicas se determinarán a partir de un periodo medio de retorno (PMR) (o probabilidad de excedencia) asociado al desempeño deseado en función de su importancia y tipo de respuesta (ver 1.3.1). Al respecto, para las edificaciones tipificadas se definen factores de importancia asociados. Para otras construcciones se usarán factores equivalentes de acuerdo con el periodo medio de retorno especificado en el proyecto.

c) A cada edificación tipificada se le asignará un Factor de Importancia  $\alpha$  para definir su Sismo de Diseño (ver 1.3.1.1.a y 3.3) según su Grupo de Importancia, de acuerdo con el punto 4.3. Para otras construcciones se asignará un factor equivalente correspondiente al PMR especificado.

d) A las construcciones del Grupo de Importancia A1 si  $AA > 0,1$  y a las construcciones repetitivas si  $AA > 0,2$  se les asignará un Factor de Importancia  $\alpha_E$  asociado al Sismo Extremo (ver 1.3.1.1.b y 3.3), de acuerdo con el punto 4.4. Eventualmente para otras construcciones se asignará un factor equivalente correspondiente al PMR especificado. Para las construcciones con aislamiento sísmico o con disipadores de energía se usará el factor  $\alpha_E$  del Sismo Extremo del Grupo B2.

e) A las edificaciones tipificadas de los Grupos de Importancia A1 y A2 si  $AA > 0,1$  se les asignará un Factor de Importancia  $\alpha_F$  para definir su Sismo Frecuente (ver 1.3.1.1.c y 3.3), de acuerdo con el punto 4.5. Eventualmente para otras construcciones se asignará un factor equivalente correspondiente al PMR especificado.

f) Los parámetros sísmicos básicos, los factores de importancia y los factores de sitio (ver 5.4 y tablas 8 a 12) se emplean para determinar los espectros de análisis para todo tipo de sismos (ver Capítulo 7) y para describir la intensidad sísmica de diseño en un sitio mediante el coeficiente AA.

g) El coeficiente de aceleración AA y los espectros de análisis pueden sustituirse por los derivados de un estudio especial de amenaza sísmica o de un estudio de sitio, siguiendo las pautas dadas en 4.6. En el caso de una microzonificación sísmica debidamente avalada (ver 1.3.2.c y 5.9) esta sustitución es obligatoria para los parámetros que ella disponga, pero cumpliendo con la limitación estipulada en 4.6.3.e y 4.6.3.f.

h) El coeficiente de aceleración AA opera como factor de control y de toma de decisiones (ver 1.5.4)

➤ **Parámetros Sísmicos Básicos**

a) Para el lugar geográfico de la construcción se especifican como parámetros sísmicos básicos:

$A_0$  = Coeficiente de la aceleración horizontal del terreno en la clase de sitio referencial para un periodo medio de retorno de 475 años, obtenido de los mapas de las figuras 4.1, 4.1.oeste y 4.1.este, como se indica en 4.2.c.

$A_1$  = coeficiente de aceleración espectral horizontal para periodo estructural de 1 segundo en la clase de sitio referencial, para coeficiente de amortiguamiento de 5% y un periodo medio de retorno de 475 años, obtenido de los mapas de las figuras 4.2, 4.2.oeste y 4.2.este, como se indica en 4.2.c.

TL = período de transición entre periodos intermedios y periodos largos del espectro elástico de respuesta horizontal, en la clase de sitio referencial para coeficiente de amortiguamiento de 5% y un periodo medio de retorno de 475

años, obtenido de los mapas de las figuras 4.3, 4.3.oeste y 4.3.este, como se indica en 4.2.c.

b) La clase de sitio referencial es la clase de sitio BC con  $V_{s30} = 760$  m/s, profundidad de 30 metros del basamento rocoso y condición topográfica leve (ver 5.2 y tabla 7).

c) Para cada parámetro sísmico básico, en el lugar geográfico del proyecto se seleccionará el mayor valor dado por las curvas adyacentes al lugar en el mapa correspondiente o bien se interpolará entre ellas.

#### ➤ Sismo de Diseño

a) El Sismo de Diseño especificado en 1.3.1.1.a se define para los distintos Grupos de Importancia con las probabilidades de excedencia y los periodos medios de retorno (PMR) indicados en la tabla 4.

**Tabla 4.**

Factor de Importancia y Períodos Medios de Retorno para el Sismo de Diseño

Grupo de Importancia	Probabilidad de excedencia	PMR (años)	$\alpha$
A1	2,5% en 50 años	1.975	2,0
A2	5% en 50 años	975	1,5
B1	7% en 50 años	689	1,2
B2	10% en 50 años	475	1,0
C	20% en 50 años	225	0,7

b) Se emplearán los parámetros sísmicos básicos dados en 4.2.a y el factor de importancia  $\alpha$  especificado en la tabla 4 para los Grupos de Importancia A2, B1, B2 y C, excepto para construcciones situadas en clase de sitio F (ver tabla 7 y 5.6) o con la salvedad indicada en 4.1.f

c) Para el Grupo de Importancia A1 el Factor de Importancia se determinará a partir de un estudio especial de amenaza sísmica en roca o un

estudio de sitio de acuerdo con 4.6. Para las construcciones de todos los grupos de importancia situadas en clase de sitio F se realizará un estudio de sitio (ver 5.11). En estos casos o cuando se efectúe un estudio especial no obligatorio se cumplirá con los requisitos señalados en 4.6, realizando la verificación indicada en 4.6.3.e mediante los factores de importancia  $\alpha$  de la tabla 4.

d) Para las instalaciones industriales de riesgo D en la norma COVENIN 3621 y la Especificación PDVSA JA-221, para las cuales el PMR de diseño es de 10.000 años, el espectro elástico en roca se determinará mediante un estudio de amenaza sísmica y para las verificaciones de acotación de su espectro elástico según 4.6.3.e se empleará  $\alpha = 3,5$ . Posteriormente se llevará a cabo un estudio de sitio según 5.11.

e) Para otras construcciones el espectro elástico en roca se determinará mediante un estudio de amenaza sísmica si su PMR > 1.400 años. Para efectos de su acotación según 4.6.3.e,  $\alpha$  se obtendrá interpolando o extrapolando mediante las tablas 4 y 5 más los valores dados en 4.4.c.

## **CAPITULO III**

### **MARCO METODOLÓGICO DE LA INVESTIGACIÓN**

Este capítulo tiene como objetivo describir el procedimiento metodológico que se llevó a cabo para la elaboración del proyecto de investigación, en el cual se determinó la ubicación de la subestación eléctrica, con el fin de conocer las características físicas y geológicas se utilizará un estudio de suelos existente del terreno donde se encuentra ubicada la Subestación Casanay, en dicho estudio se puede ver la secuencia litológica, las diferentes capas, su espesor, la profundidad del nivel del agua, así como también la capacidad de resistencia del suelo, así como también, las características estructurales actuales de la fundación, de esta manera poder tener una evaluación apta para el cambio de transformador que se desea realizar, por lo que se planteó los aspectos metodológicos empleados para la ejecución de los objetivos.

#### **3.1 Tipo de investigación**

Arias (2012) define: “las investigaciones descriptivas consisten en la caracterización de un hecho, fenómeno, individuo o grupo, con el fin de establecer su estructura o comportamiento”. (p. 24)

De acuerdo a lo antes mencionado el tipo de investigación fue descriptiva ya que por medio de una inspección se obtuvieron datos como características estructurales de la fundación, fallas presentes, entre otros, y se detalló el estado en que se encuentra el objeto estudiado lo que permitió explicar las razones de su ocurrencia a través de la interpretación y análisis de los resultados con la que se llegó a las conclusiones y solución de la problemática planteada.

### **3.2 Diseño de la investigación**

Arias (2012), establece la investigación o diseño de campo de la siguiente manera: “consiste en la recolección de datos directamente de los sujetos investigados, o de la realidad donde ocurren los hechos (datos primarios), sin manipular o controlar variable alguna”. (p. 31)

En referencia a esto, podemos decir que este proyecto se desarrolló bajo la modalidad de campo, ya que este involucro recolección de datos con respecto al terreno, donde se encuentra ubicada la fundación que se está evaluando, así como también su diseño que alcanzaron los resultados adecuados, para su ejecución y por último, la elaboración de sus planos respectivos.

### **3.3 Población y Muestra**

La población es el conjunto de personas u objetos de los que se desea conocer algo en una investigación. "El universo o población puede estar constituido por personas, animales, registros médicos, los nacimientos, las muestras de laboratorio, los accidentes viales entre otros". (PINEDA 1994 pg.108). La población en el presente trabajo se compone del espacio físico donde se evaluará la fundación existente, dentro de la subestación eléctrica “Casanay”, la cual se encuentra ubicada en la carretera nacional Cariaco – Casanay, sector Palo Rosal, Municipio Ribero, Parroquia Cariaco, en el estado Sucre.

La muestra en una investigación es una fracción o parte representativa de una población o universo, que ha sido obtenida con la finalidad de investigar ciertas características del mismo. (Moreno E. 2021). Para el caso del presente trabajo la muestra estará constituida por los materiales que conforman la fundación existente y el espacio donde se encuentra ubicada la fundación.

### **3.4 Técnicas de Recolección de Información**

Sabino, C. (1992) define la recolección de datos como “el proceso de obtención de datos e información útil para el desarrollo de los sistemas y procedimientos propuestos en el cual se ampliarán técnicas de recolección de datos con el fin de desarrollar los objetivos específicos”.

Se emplearán ciertas técnicas orientadas a recolectar la información necesaria a fin de lograr los objetivos planteados en esta investigación, tales como:

#### **3.4.1 Revisión bibliográfica**

Según Hernández, S. (2003) la revisión bibliográfica “consiste en detectar, obtener y consultar la bibliografía y otros materiales que puedan ser útiles para los propósitos del estudio; así como en extraer y recopilar la información relevante y necesaria que atañe a nuestro problema de investigación”.

Esta técnica permitió obtener los conocimientos teóricos que sustentaron la investigación; para ello se utilizó como instrumentos de recolección el análisis de textos relacionados con el tema, así como: trabajos de investigación, normas, revistas, ensayos, libros, blocks informativos, entre otros, los cuales apoyaron con la ejecución correcta de dicha investigación.

#### **3.4.2 Observación Directa**

Esta es una técnica de investigación a través de la cual se podrá obtener directamente los datos de la realidad en la cual está inserto el problema. Para desarrollar este trabajo de investigación se realizarán observaciones directas en las instalaciones de la subestación en estudio, y se recopilará datos importantes acerca de sus características civiles, estructurales y de suelos y las condiciones en que se encuentran actualmente las cimentaciones de los transformadores de potencia que se desean reemplazar.

Hurtado, J. (2000) define la observación como “una técnica universalmente usada que consiste en visualizar o captar mediante la vista, en forma sistemática, cualquier hecho, fenómeno o situación que se produzca en la naturaleza o en la sociedad en función de unos objetivos previamente establecidos”.

### **3.4.3 Entrevistas no Estructuradas**

Esta técnica de recolección de información se aplicará al personal que labora en CORPOELEC con el objeto de recolectar la información necesaria, basada en los conocimientos adquiridos por ellos en sus experiencias vividas durante los años de servicio en la empresa, referente a las características de diseño y condiciones que presentan las cimentaciones de los transformadores de potencia de la subestación Casanay.

Según Arias, F. (2012) la entrevista no estructurada o informal “es la entrevista donde no se dispone de una guía de preguntas elaboradas previamente, sin embargo, se orienta por unos objetivos preestablecidos”

## **3.5. Etapas del Proyecto**

### **3.5.1 Etapa I. Revisión Bibliográfica**

En esta etapa se procedió a consultar diversas fuentes bibliográficas por medio de, manuales, normas, procedimientos libros, revistas, catálogos y páginas web, el cual llevo al éxito del trabajo investigativo. En este Capítulo se revisaron también las especificaciones y norma de la empresa, como también las normas venezolanas COVENIN (Comisión Venezolana de Normas Industriales) que se relacionaban con el tema.

### **3.5.2 Describir las características estructurales actuales de la fundación del transformador de la Subestación Casanay-Edo. Sucre.**

El presente estudio se basa en el análisis detallado de la fundación de un transformador de la subestación de Casanay, mediante la documentación técnica proporcionada por Corpoelec. Dicha documentación incluyó: planos constructivos de la fundación, informes geotécnicos y estudios de suelo previos, así como material fotográfico del transformador y la fundación.

Adicionalmente, se examinaron las placas de características técnicas de los transformadores (actual y propuesto) para obtener información precisa sobre sus especificaciones y requerimientos. Este enfoque remoto permitió realizar una evaluación exhaustiva de las condiciones del sitio y los parámetros de diseño relevantes para el proyecto. Toda la información se puede visualizar en el Anexo 1. Para los cálculos de carga permanente y carga variable, la carga permanente se calcula de acuerdo al peso del transformador y el peso propio de la zapata y para la carga variable usando la información de la norma COVENIN-MINDUR 2002-88 se estipula una carga variable de  $750 \text{ kg/m}^2$

### **3.5.3 Calcular las cargas que pueden actuar sobre la fundación, considerando las acciones sísmicas según la norma COVENIN 1756-2019 y la guía CADAPE 3:2-026.**

Primeramente, de acuerdo con los datos proporcionados por la empresa Corpoelec, el estudio de suelo realizado años anteriores, permite obtener variables necesarias para calcular la presión de contacto y la capacidad portante del suelo (Ver Anexo 2), tales como:

➤ **Resistencia a la compresión sin confinamiento ( $q_u$ ):** Los valores obtenidos fueron de  $3,24 \text{ kg/cm}^2$  y  $3,59 \text{ kg/cm}^2$ . Esta resistencia indica la capacidad del suelo para soportar cargas antes de fallar por compresión.

➤ **Deformación axial:** Se observó una deformación axial del 6,53% y 5.15% para cada ensayo, lo que indica la deformación que experimenta el suelo antes de la falla.

➤ **Tipo de falla:** Se reportó una falla frágil en ambos ensayos, lo cual es típico en suelos cohesivos como las arcillas.

➤ **Límites de Atterberg:** Los límites líquido y plástico indican la plasticidad del suelo. Un valor de IP (Índice de Plasticidad) de 14 clasifica al suelo como de media plasticidad.

➤ **Grado de saturación:** Los valores de saturación son bastante elevados, pero es posible que esto se deba a la presencia de aire atrapado en los vacíos del suelo, esto puede alterar los cálculos y resultar en un grado de saturación superior al 100%.

➤ **Densidad húmeda del suelo:** Los valores de densidad húmeda del suelo en el estudio muestra dos valores  $2.275 \text{ kg/m}^3$  y  $2.429 \text{ kg/m}^3$ , calculando el promedio de estos dos valores se asume que el peso específico del suelo es  $2.352 \text{ kg/m}^3$ .

Los resultados obtenidos indican que el suelo presenta una resistencia moderada a la compresión.

La fundación actual está diseñada con estos estudios para soportar una carga permanente de 31.750 kg del transformador de 20 MVA, ahora se comprobará si esta fundación es capaz de resistir una carga permanente de 63.100 kg del transformador nuevo de 36 MVA. Primeramente, se mencionan los datos necesarios para determinar si la fundación actual resistirá el nuevo peso:

➤ **Datos:**

- Carga original (Peso del transformador de 115/34,5 kV de 20 MVA, incluido el aceite): 31.750 kg

- Nueva carga (Peso del transformador de 115/34,5 kV de 36 MVA, incluido el aceite): 63.100 kg
- Área de la base de la zapata (A):  $1.023,659 \text{ cm}^2 = 10,237 \text{ m}^2$   
 B: 321,4 cm = 3,214 m  
 L: 318,5 cm = 3,185 m  
 e: 40 cm = 0,40 m
- Peso de la zapata: 17.825,59 kg
- Profundidad de desplante (Df): 1.3 m
- Peso unitario del suelo ( $\gamma_s$ ): considerando los dos (2) valores de la densidad húmeda del suelo del estudio utilizado (Anexo 2), el resultado obtenido es  $2.352 \text{ kg/m}^3$ , este promedio se utiliza como el peso unitario del suelo.

**Nota:** Para calcular el  $q_{adm}$ , según la autora Fratelli en su libro “Suelo, Fundaciones y Muros” se utiliza el valor de  $q_u$  dividido entre su Factor de Seguridad.

- Determinación de la Fuerza Cortante en la Base de la construcción, en cada dirección horizontal “ $V_o$ ” (Método de Análisis Estático Elástico)

La estructura se analizó con varios de los métodos de análisis descritos en el capítulo 9 según lo indica la norma COVENIN 1756-1:2019 “Construcciones Sismorresistentes”, estos se seleccionarán dependiendo de su regularidad, número de pisos, Grupo de Importancia, carácter repetitivo y de la presencia de aisladores o disipadores de energía, y se considera el transformador anclado a los rieles de la fundación y su masa concentrada en

el centro de masa del mismo; la ecuación (3.5.1) permite determinar la fuerza cortante basal.

$$V_o = \mu \cdot Ad \cdot W \quad \text{Ecuación 3.5.1}$$

Donde:

$V_o$ : Fuerza cortante basal.

$\mu$ : Factor de modificación de cortantes.

$Ad$ : Ordenada del espectro de respuesta inelástica definida en el objetivo 7.3, para el período  $T$  definido en el punto 9.4.3. de la norma sismo COVENIN 1756-1:2019

$W$ : Peso total de la edificación por encima del nivel base.

**Nota:**  $\mu$  debe ser el mayor valor que resulte de la aplicación de las ecuaciones (3.5.2) y (3.5.3).

$$\mu_1 = 1,4 \left( \frac{N+9}{2N+12} \right) \quad \text{Ecuación 3.5.2}$$

$$\mu_2 = 0,8 + \frac{1}{20} \left( \frac{T}{T^*} - 1 \right) \quad \text{Ecuación 3.5.3}$$

Donde:

$N$ : Número de niveles.

$T$ : Período fundamental de la edificación en segundos.

$T^*$ : Valor máximo del período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante, en segundos. En este caso es 1

**Nota:** Sin embargo, como alternativa para el cálculo del período fundamental de la edificación, la citada norma permite tomar este período igual a " $T_a$ " en función del tipo de edificación.

Por tratarse de una fundación conformada por una zapata combinada y muros en ambas direcciones, lo cual se corresponde con un sistema estructural resistente a sismo, tipo III (Alta peligrosidad sísmica), según lo clasifica la norma en Covenin 1756-1:2019, como estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante muros estructurales de concreto armado, este tipo de fundación se utiliza cuando se requiere soportar cargas de muros adyacentes o cuando el suelo tiene una capacidad portante limitada. Para estructuras tipo III, el período fundamental de la estructura se obtiene con la ecuación (3.5.4):

$$T = T_a = c_t \cdot h_n^{0,75} \quad \text{Ecuación 3.5.4}$$

Donde:

$T_a$ : es el período fundamental aproximado (segundos)

$h_n$ : es la altura (metros) de la edificación, en este caso Altura medida desde el centro de gravedad del transformador hasta el nivel donde los desplazamientos estén restringidos de forma total o parcial (nivel de suelo).

$c_t$ : se da en la tabla 24 de la norma covenin 1756-1:2019, pag 96. En este caso su valor corresponde a otros, es decir,  $c_t$ : 0,05

En los Anexos 3, 4 y 5 se observa que la altura del centro de gravedad del transformador respecto a la parte inferior de las ruedas es de: 1,80m y la altura libre del muro por encima del suelo, incluyendo la altura de los rieles, es de 0,50m respectivamente; aplicando la ecuación (3.5.5) se determina la altura desde el centro de gravedad con respecto al suelo.

$$h_n = h_{CG} + 0,5 \text{ m} \quad \text{Ecuación 3.5.5}$$

➤ Geometría de la fundación

En los Anexos 3 y 5 se muestra una vista de planta y un corte de la fundación del transformador de potencia. Sustituyendo el valor de  $h_n$  en la ecuación (3.5.4) se obtiene el valor del período fundamental de la estructura.

Por otro lado, para poder construir el periodo de diseño elástico la norma covenin 1756-1:2019 nos indica los siguientes parámetros de acuerdo a su ubicación:

- ✓ **Clasificación del suelo:** Suelo arcilloso con arena de media a fina, media plasticidad, marrón oscuro, con presencia de grava fina, de acuerdo a la tabla 7 de la pág. 55 de la norma, este tipo de suelo varía entre la clase C y la clase de D, debido a esto se puede clasificar como clase CD y su  $V_{s30}$  está entre 300m/s a 400m/s para un valor intermedio se utilizó el 350m/s
- ✓ **Parámetros de diseño sísmico:** La norma proporciona mapas de zonificación sísmica que permiten obtener los parámetros  $A_0$ ,  $A_1$  y TL para cada ubicación geográfica del país.

$A_0$ : Norma sismorresistente, Fig 4.1. Pág. 58. Aceleración de diseño espectral para el período cero. Ver Anexo 9.2

$A_1$ : Norma sismorresistente, Fig 4.2. Pág. 61. Aceleración de diseño espectral para el período T1 a periodo 1 s. Ver Anexo 9.1

TL: Norma sismorresistente, Fig 4.3. Pág. 64. Período de transición. Ver Anexo 9.3

- ✓ **Construcción del espectro de diseño elástico:** La norma COVENIN 1756-1:2019 define un espectro de diseño elástico normalizado, que se puede escalar utilizando los parámetros  $A_0$  y  $A_1$ .

De acuerdo con los valores, se puede observar que es una zona de aceleración constante por ende el coeficiente de la aceleración del terreno  $A_A = A_0$

Como se trata de una zapata combinada con muro en ambos lados se puede considerar dentro del diseño de miembros, conexiones, elementos colectores y empalmes donde se requiera la aplicación del factor de sobrerresistencia  $\Omega_0$  en la combinación de las acciones sísmicas, debido a esto el factor de redundancia ( $\rho$ ) se tomará igual a 1 y  $\Omega_0$  se puede considerar de acuerdo a las estructuras mencionadas en la tabla 15 de la norma 1756-1:2019 en la pág.69 como “Muros de concreto armado, acoplados con dinteles dúctiles”, indica que para una estructura de diseño ND3. Siendo:

R: Factor de Reducción.

$\Omega_0$ : Factor de Sobrerresistencia.

$C_d$ : Factor de Amplificación del Desplazamiento.

$\beta = 2,4$  en caso de coeficiente de amortiguamiento igual a 5%.

Sustituyendo los valores de  $N = 1$  en la ecuación (3.5.3) debido a que se trata de un solo nivel. Sustituyendo los valores de  $T = T_a$  y  $T^*$  en la ecuación (3.6.3) y (3.6.4), se tiene el valor de  $\mu_1$  y  $\mu_2$

De los resultados anteriores se tomó el mayor ya que genera el cortante basal más desfavorable, por lo que se adopta  $\mu = 1$ .

La determinación de la ordenada del espectro de respuesta inelástica del sismo de diseño  $A_d$  para cualquier coeficiente de amortiguamiento asociado a una componente horizontal del movimiento sísmico, se basa en establecer, en qué rama del espectro se encuentra el período fundamental  $T = T_a$ ,

$$A_d = \rho F_1 A_A / 1,5 \quad \text{Ecuación 3.5.7}$$

Donde:

$A_d(T)$ : Es la ordenada adimensional del espectro de respuesta inelástica de la componente horizontal del sismo para el periodo de vibración  $T$  (segundos).  $A_d(T)$  es igual a la pseudo-aceleración espectral dividida entre la aceleración de gravedad ( $g$ ).

$R$ : 5

$\rho$ : 1

$F_I$ : Es el Factor de Irregularidad, al no estar definido un factor de irregularidad en la tabla 14 de la pág. 67 de la norma, el valor de  $F_I$  es igual a 1.

Por lo que sustituyendo valores en la ecuación (3.5.7) se tiene el valor de la ordenada del espectro expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad.

- Determinación del peso por encima del nivel base  $W$ : Se suman, el peso del transformador, más el peso de los muros de concreto por encima del nivel del suelo.

Peso del transformador: 63.100 kg.

Peso propio de la fundación: 17.825,59 kg.

$W = 80.925,59$  kg.

- Determinación de la fuerza cortante basal  $V_o$ : Se empleó la ecuación (4.5.4), sin embargo, la norma covenin 1756-1:2019 en la pág. 92 y 93, establece que el coeficiente sísmico  $\frac{V_o}{W}$  debe ser mayor que el siguiente valor:  $\frac{A_A}{R} \geq 0,01$

Esta comparación tiene como objeto limitar el valor mínimo para la fuerza cortante basal.

- Determinación de las fuerzas sísmicas Horizontales ( $S_H$ ): Se emplearon la ecuación que se indican en el punto 11.3 de la norma covenin 1756-1:2019

$$S_H = \frac{\alpha_c \cdot a \cdot A_k \cdot W_c}{g \cdot R_c} \quad \text{Ecuación 3.5.8}$$

Donde:

$S_H$ : Fuerza sísmica con resultante en el centro de masas, distribuidas en proporción a las masas del apéndice estructural o componente no estructural.

$W_c$ : peso del apéndice o componente.

$A_k$ : aceleración del nivel k de la estructura donde se encuentra el apéndice estructural o componente no estructural.

$g$ : aceleración de gravedad ( $981 \text{ cm/s}^2$ ).

$\alpha_c$ : Factor de importancia del apéndice o componente.

$a$ : Factor de amplificación dinámica del apéndice o componente.

$R_c$ : Factor de reducción de respuesta de del apéndice o componente.

En la norma se indica que la ecuación 3.5.8, puede ser sustituida por la ecuación 3.5.9

$$S_H = \frac{\alpha_c \cdot a \cdot \left(1 + 2 \frac{Z}{h_n}\right) \cdot A_A \cdot W_c}{R_c} \quad \text{Ecuación 3.5.9}$$

El valor  $S_H$  está acotado por los siguientes valores:

$$\frac{3}{4} \alpha_c A_A W_c \leq S_H \leq 4 \alpha_c A_A W_c$$

$A_A$ : Coeficiente adimensional de la aceleración horizontal del terreno.

$Z$ : Altura del punto de anclaje del apéndice o componente a la estructura, medida desde el nivel de base de la estructura.

$h_n$ : Altura del ultimo nivel de la estructura, medida con respecto al nivel de la base.

#### **3.5.4 Determinar los esfuerzos transmitidos al suelo y el asentamiento bajo las nuevas solicitaciones.**

El centro de gravedad del transformador de potencia no puede ser ubicado en el baricentro B de la zapata, debido a la configuración del sistema de enfriamiento (radiadores), sino que debe desplazarse unos 43 centímetros en su eje longitudinal, lo cual, genera una excentricidad por cargas verticales estáticas y con las acciones sísmicas (horizontales) actuando en el centro de gravedad (CG) del transformador se generan excentricidades adicionales, en el Anexo 7.1 se muestra la ubicación del transformador sobre la base, el baricentro de la zapata, la proyección del centro de gravedad del transformador en planta y el núcleo central de la zapata, que según la autora Fratelli, es un paralelogramo cuyos vértices se ubican a una distancia de 1/6 de la longitud de los lados de la zapata con respecto a su baricentro.

Se calculará la presión de contacto (actual y del nuevo transformador):

1. Presión de contacto original ( $q_1$ ): utilizando el peso del transformador actual.

$$Q_1 = P_1/A$$

2. Nueva presión de contacto ( $q_2$ ): utilizando el peso del transformador nuevo

$$Q_2 = P_2/A$$

3. Capacidad portante del suelo ( $q_{adm}$ ): como en los estudios del suelo proporcionan dos datos de  $Q_u$ , se procede a hacer un promedio a utilizar.

- Factor de seguridad (FS): el valor utilizado fue 3, para poder obtener el valor de  $Q_{adm}$ .

$$Q_{adm} = Q_u/3$$

4. Comparación: se procede a realizar una comparación entre  $Q_2$  y  $Q_{adm}$  para saber si el suelo puede resistir el nuevo peso.

$$Q_2 < Q_{adm}$$

5. Calculo de cargas Sísmicas: se calcularon las cargas sísmicas según lo establecido en las norma Covenin 1756-2019

$$SH = \begin{cases} SH_X = S_X + 0,3S_Y \\ SH_Y = S_Y + 0,3S_X \end{cases}$$

➤ Determinación de las coordenadas del baricentro B (centro geométrico) de la zapata respecto al vértice inferior izquierdo de la misma considerando el eje horizontal como eje X y el eje vertical como eje Y, las ecuaciones (3.5.4.1) y (3.5.4.2) permiten obtener el baricentro de la zapata:

$$X_B = \frac{B_x}{2}$$

$$Y_B = \frac{B_y}{2}$$

$$B = (B_x; B_y)$$

**Ecuación (3.5.4.1)**

**Ecuación (3.5.4.2)**

Donde:

$X_B$ : coordenada en el eje horizontal del baricentro de la fundación.

$Y_B$ : coordenada en el eje vertical del baricentro de la fundación.

$B_x$ : longitud de la zapata en la dirección del eje horizontal.

$B_y$ : longitud de la zapata en la dirección del eje vertical.

Sustituyendo los valores del ancho y largo de las dimensiones de la zapata en las ecuaciones (3.5.4.1) y (3.5.4.2) se obtienen las coordenadas del baricentro de la zapata.

➤ **Determinación del centro de presiones (CP):** Para la determinación del centro de presiones, se subdivide la fundación en varios elementos como se indica en el Anexo 7.2, donde se enumeran los elementos y se supone que el transformador trasmite su peso a la fundación en la misma proporción en cada punto de contacto de éste con la misma (las ruedas), con la finalidad de aplicar las ecuaciones (3.5.4.3) y (3.5.4.4):

$$CP_x = \frac{\sum P_i \cdot X_i}{\sum P_i} \qquad CP_y = \frac{\sum P_i \cdot Y_i}{\sum P_i} \qquad CP = (CP_x; CP_y)$$

**Ecuación 3.5.4.3**

**Ecuación 3.5.4.4**

Donde:

$CP_x; CP_y$ : coordenadas en “X” y “Y” del centro de presión respectivamente.

$P_i$ : el peso de cada elemento de la fundación y el suelo sobre la zapata.

$X_i$ : coordenada X del elemento i.

$Y_i$ : coordenada Y del elemento i.

$\sum P_i \cdot X_i$  y  $\sum P_i \cdot Y_i$ : Producto de las cargas verticales por su distancia al origen de coordenadas.

$\sum P_i$ : sumatoria de todas las cargas verticales.

Los valores de:  $\sum P_i \cdot X_i$ ,  $\sum P_i \cdot Y_i$  y  $\sum P_i$  se indican en la Tabla 4.3.1.

**Nota:** Para el cálculo de los momentos en los ejes “X” y “Y” producto de las cargas verticales se tomó el origen del sistema de referencia en el vértice

inferior izquierdo de la planta de la fundación indicada en la Anexo 7.2. Sustituyendo los valores en las ecuaciones (3.5.4.3) y (3.5.4.4) se obtienen los valores de las coordenadas del centro de presión.

➤ Determinación de las excentricidades por carga vertical: Las excentricidades por carga vertical se obtienen de la diferencia entre las coordenadas del baricentro de la zapata y el centro de presiones como se indica en las ecuaciones (3.5.4.5) y (3.5.4.6):

$$e_{\text{x}} = X_{\text{B}} - CP_{\text{x}}$$

**Ecuación 3.5.4.5**

$$e_{\text{y}} = Y_{\text{B}} - CP_{\text{y}}$$

**Ecuación 3.5.4.6**

Donde:

$e_{\text{x}}$ ;  $e_{\text{y}}$ : son las excentricidades en “X” y “Y” por carga vertical respectivamente.

Sustituyendo los valores de las coordenadas del baricentro de la zapata y del centro de presiones en las ecuaciones (3.5.4.5) y (3.5.4.6) se obtienen las excentricidades por carga vertical en los ejes “X” y “Y” respectivamente, estos valores se muestran en la Tabla 4.3.2. El Anexo 7.3 muestra la ubicación del centro de presión (CP) dentro del núcleo central de la zapata.

❖ Determinación del Estado Límite De Servicio: Utilizando la fórmula de la suma de cargas permanentes y carga variable, se obtiene el estado límite de servicio.

$$P = CP + CV \quad \text{Ecuación 3.5.4.7}$$

**Nota:** Al no tener una carga variable, y no tener una estipula en las normas, se asumió un valor considerando peso de personas y herramientas requeridas para el mantenimiento.

❖ **Determinación del Estado Límite De Resistencia:** utilizando la fórmula de cargas mayoradas se obtiene lo que es el estado límite de resistencia, se escoge el valor más alto, de las siguientes formulas:

$$P = 1,2 CP + 1,6 CV \quad \text{Ecuación 3.5.4.8}$$

$$P' = 1,2 CP + 1 CV + S \quad \text{Ecuación 3.5.4.9}$$

- **Determinación de Espesor de Punzonado:** La verificación de la resistencia a punzonamiento es un paso crítico en el diseño de losas de cimentación, especialmente bajo cargas concentradas como las transmitidas por pedestales o columnas. Este proceso se enfoca en determinar si la losa posee la capacidad necesaria para resistir el cortante bidireccional generado en la interfaz con el elemento que la soporta.

❖ **Determinación del área de falla por punzonado y Perímetro por punzonado:** Se establece el perímetro crítico de punzonamiento, el cual se ubica a una distancia alrededor del perímetro del pedestal o columna. Este perímetro define el área de concreto que resiste el esfuerzo cortante de punzonamiento.

$$A_P = (d + b_{ped_x}) \cdot (d + b_{ped_y}) \quad \text{Ecuación 3.5.4.10}$$

$$b_0 = 2(d + b_{ped_x}) + 2(d + b_{ped_y}) \quad \text{Ecuación 3.5.4.11}$$

❖ **Determinación de la Fuerza cortante:** Se determina la fuerza cortante última que incide sobre este perímetro crítico. Esta fuerza es generada por las cargas de diseño mayoradas aplicadas sobre el área de influencia del pedestal, restando la reacción del suelo dentro del perímetro crítico.

$$V_{UP} = P' - (Q_2 \cdot A_P) \quad \text{Ecuación 3.5.4.12}$$

❖ **Determinación de la Capacidad Resistente a Punzonamiento del Concreto ( $\phi V_c$ ):** Se calcula la resistencia a cortante que aporta el concreto de

la losa en el perímetro crítico. Esta capacidad ( $\phi V_c$ ) se obtiene aplicando las fórmulas establecidas en la norma COVENIN 1756, las cuales consideran la resistencia del concreto ( $f'_c$ ), las dimensiones del perímetro crítico y el peralte efectivo.

$$\phi V_{CP} = \frac{0,75 \cdot 1,06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_{zap} \cdot d_{zap}}{1000} \quad \text{Ecuación 3.5.4.13}$$

❖ Verificación de la Capacidad: Finalmente, se comprueba la resistencia a punzonamiento mediante la comparación de la fuerza cortante actuante ( $V_u$ ) con la capacidad resistente de diseño del concreto ( $\phi V_c$ ).

- Si  $V_u \leq \phi V_c$ , la losa resiste adecuadamente el punzonamiento sin necesidad de refuerzo especial a cortante.

- Si  $V_u > \phi V_c$ , el espesor de la losa o el refuerzo transversal de punzonamiento (estribos o perfiles de acero especiales) son insuficientes y deben ser aumentados para garantizar la seguridad estructural, tal como lo establece la norma COVENIN 1753-2006 y las disposiciones de la COVENIN 1756 para el diseño de elementos de concreto armado.

- Determinación de los esfuerzos por carga vertical  $P$  ( $\sigma$ ): Cuando el centro de presiones de la resultante de las cargas exteriores y los momentos resultan contenidos dentro del núcleo central de la zapata en planta, ésta se halla totalmente comprimida, por lo tanto para cualquier punto de coordenadas (X,Y) bajo la zapata, se puede obtener el esfuerzo utilizando el programa SAFE, le indique cual es el valor del módulo de balastro estimado mediante los estudios del suelo, el modelado de la fundación y el peso del transformador.

- Determinación del módulo de balastro: Utilizando las gráficas obtenidas en el estudio geotécnico.

- Ensayo N° 1: Observando los primeros puntos.

- Aproximadamente 1% (0.01) de deformación axial, el esfuerzo es alrededor de 1,9 kg/cm<sup>2</sup>.

- Aproximadamente 2% (0.02) de deformación axial, el esfuerzo es alrededor de 2,95 kg/cm<sup>2</sup>.

- Ensayo N° 2:

- Aproximadamente 1% (0.01) de deformación axial, el esfuerzo es alrededor de 1,7 kg/cm<sup>2</sup>.

- Aproximadamente 2% (0.02) de deformación axial, el esfuerzo es alrededor de 2,5 kg/cm<sup>2</sup>.

Usando el Ensayo N° 1 (que tiene un valor de resistencia máxima ligeramente superior) y el punto a 2% de deformación:  $D_S = 2,95 \text{ kg/cm}^2$  (asumiendo que empieza en 0)  $\Delta_\varepsilon = 0,02$  (adimensional, 2% / 100)

$$Y_S = \frac{D_S}{\Delta_\varepsilon} \quad \text{Ecuación 3.5.4.14}$$

Para suelos cohesivos (como tu arcilla CL), una correlación común para el módulo de balasto es:

$$K_S = \frac{Y_S}{B(1-n^2)} \quad \text{Ecuación 3.5.4.15}$$

Donde:

- $K_S$ : Módulo de Balasto (en kg/cm<sup>3</sup>).
- $Y_S$ : Módulo de Elasticidad del suelo (en kg/cm<sup>2</sup>).
- $B$ : Ancho o diámetro mínimo de la cimentación (en cm).
- $n$ : Coeficiente de Poisson del suelo (adimensional). Para arcillas, un valor típico es entre 0.4 y 0.5. SE utilizó  $n=0.45$ .

❖ Graficas de corte y momento de las vigas de la fundación utilizando del Software SAFE V22.1.0

❖ Momento último en “X” (Losa): se utilizó el software SAFE V22.1.0 para observar el momento último en el eje X u el eje Y

Las fórmulas para calcular el área de acero ( $A_{s0}$ ) que se muestran en la imagen son las fórmulas estándar para el diseño de flexión de elementos de concreto armado, y están directamente basadas en la norma COVENIN 1753 (Norma Venezolana para Concreto Estructural).

$$A_{s0} = \frac{M_u \times 10^5}{0,90 \cdot 0,894 \cdot f'c \cdot d} \quad \text{Ecuación 3.5.4.20}$$

Utilizando el software se observan los asentamientos que puede sufrir la losa en el suelo, y se realiza una tabla especificando los puntos, con sus asentamientos en centímetros.

Los resultados del software para observar el acero requerido en las vigas (parte superior e inferior) se realiza una resta de areas de acero actual y requerido y asi se estima la cantidad de cabillas y su diametro.

De acuerdo a la COVENIN 1753 establece que:

$$\phi V_c = \phi \cdot 0,53 \cdot \sqrt{F'c} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Ecuación 3.5.4.21}$$

Tenemos que si:  $-V_u \leq 0,5 \phi V_c$  :Solo se requiere acero mínimo por norma.

-  $0,5 < V_u \leq \phi V_c$  :Se requiere acero mínimo por norma.

-  $V_u > \phi V_c$  : Se requiere acero de estribos calculado.

$$V_s^{req} = \frac{V_u}{\phi} - \phi V_c \quad \text{Ecuación 3.5.4.22}$$

$$S = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{V_s^{req}} \quad \text{Ecuación 3.5.4.23}$$

Se debe cumplir que:

$$S \leq \frac{d}{2}$$

### **3.5.5 Diseñar la adecuación estructural de la fundación de acuerdo con lo establecido en la norma COVENIN 1756-1:2019.**

Para abordar la problemática de la insuficiencia de capacidad y la deformación excesiva de las vigas de la cimentación ante el nuevo peso del transformador, se empleó el software SAFE V22.1.0. Este programa permitió modelar la estructura de la fundación con sus cargas actualizadas, posibilitando una evaluación exhaustiva de las fallas existentes en términos de resistencia y la determinación de los requerimientos estructurales necesarios para garantizar un comportamiento adecuado.

La investigación de posibles soluciones para abordar las demandas estructurales, incluyendo las asociadas a la deformación de las vigas debido al peso del transformador, llevó a considerar diversas alternativas de refuerzo. El análisis de estas opciones indicó que una de las soluciones más efectivas es la implementación de un encamisado (chaqueta) de concreto armado tanto en las vigas principales como en las columnas. Esta intervención integral busca no solo incrementar sustancialmente la resistencia a flexión y cortante de los elementos, sino también mejorar significativamente su rigidez. Mediante el uso continuo del software SAFE, se pudo confirmar que, tras la modificación de las dimensiones y el refuerzo de acero de las secciones (mediante el encamisado), los resultados son favorables, asegurando que la estructura podría cumplir con los requisitos de resistencia y que las deformaciones se encontrarían dentro de límites aceptables.

## **CAPITULO IV.**

### **ANALISIS Y RESULTOS**

#### **4.1 Describir las características estructurales actuales de la fundación del transformador en la Subestación Casanay-Edo. Sucre.**

La fundación, es una zapata combinada hueca, se encuentra ubicada en la subestación Casanay del estado Sucre, es de concreto armado, sus dimensiones son 3,214m x 3,185m x 0,40 m en la base y con una altura de 1,70m de los cuales 40 cm están sobre la superficie del terreno (las vigas), fue diseñada para soportar un transformador de potencia 115/34,5 kV de 20 MVA, el cual pesa 27.500kg, con las siguientes especificaciones:

##### Especificaciones Técnicas de Transformador Actual: (Ver Anexo tal)

Marca / Modelo: PAUWELS TRAF0 BELGIUM

Capacidad Unitaria: 15/20 MVA

Corriente Medida Del Motor: 251,1 /334,6 A

Frecuencia: 60 Hz

Nivel de Aislamiento: 115/34,5

Peso total: 31,75 Ton

##### Especificaciones Técnicas de Transformador Nuevo: (Ver Anexo tal)

Marca / Modelo: CROMPTON GREAVES TRANSFORMERS DIVISION  
(T-3) MANDIDEEP, BOHPAL

Capacidad Unitaria: 30/36 MVA

Corriente Medida Del Motor: 251,1 /334,6 A

Frecuencia: 60 Hz

Nivel de Aislamiento: 115/34,5

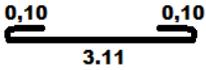
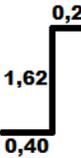
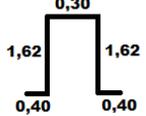
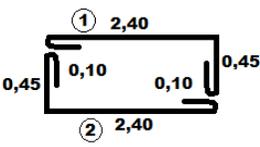
Peso total: 63,10 Ton

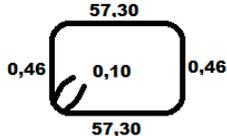
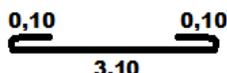
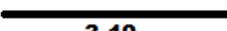
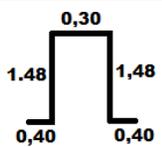
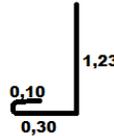
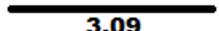
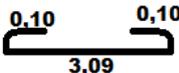
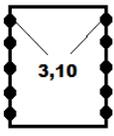
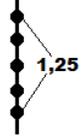
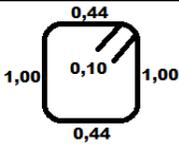
Separación entre puntos de apoyos: 1,446 m en ambas direcciones

Altura del centro de gravedad del transformador con respecto a la parte inferior de la rueda: 1,80m

En los planos se pueden observar que es una fundación combinada, la cantidad de cabillas utilizadas en la base (ver tabla 4.1), las columnas y la losa.

**Tabla 4.1**  
*Diámetros de acero de la fundación*

Imagen/corte de plano	Cant. Cabillas	pulgadas	Medidas	Sitio de Colocación
 <p>Corte A-A</p>	21	1/2"	3,31 m	C / 15 cm (Losa)
 <p>Corte A-A</p>	16	1/2"	3,31 m	C / 20 cm (Losa)
 <p>Corte A-A</p>	12	1/2"	2,28 m	(Pedestal)
 <p>Corte A-A</p>	32	1/2"	4,34 m	C / 20 cm (Pedestal)
 <p>Corte A-A</p>	8	1/2"	3,05 m	C / 20 cm Refuerzo horizontal
	8	1/2"	3,05 m	C / 20 cm Refuerzo horizontal

 <p>Corte A-A</p>	12	3/8"	2,266 m	C / 20 cm (Estribos)
 <p>Corte B-B</p>	42	1/2"	3,30 m	C / 15 cm
 <p>Corte B-B</p>	32	3/8"	3,10 m	C / 20 cm
 <p>Corte B-B</p>	32	1/2"	4,06 m	C / 20 cm
 <p>Corte C-C</p>	10	3/8"	1,63 m	C / 20 cm (muro)
 <p>Corte C-C</p>	21	3/8"	3,09 m	C / 20 cm (Losa)
 <p>Corte C-C</p>	21	1/2"	3,29 m	C / 15 cm (Losa)
 <p>Corte C-C</p>	20	1/2"	3,10 m	C / 25 cm (Pedestal)
 <p>Corte C-C</p>	8	3/8"	1,25 m	C / 25 cm (Muro)
 <p>Corte C-C</p>	20	3/8"	3,08 m	C / 25 cm (Estribos)

**Nota:** la dimensiones y medidas están disponibles en los Anexos del 8.1 al 8.5, se creó la tabla para mejor visualización del acero utilizado en la fundación.

En los Anexos 3, 4 y 5 se muestran las vistas típicas de planta, vista frontal y vista lateral del transformador de potencia de 115/34,5 kV – 36 MVA.

**4.2 Calcular las cargas que pueden actuar sobre la fundación, considerando las acciones sísmicas según la norma COVENIN 1756-1:2019 y la guía CADAFE 3:2-026.**

Se procede a mostrar los cálculos sísmicos, para comprobar si resiste acciones sísmicas con este peso de acuerdo a la norma COVENIN 1756-1:2019

✓ **Parámetros de diseño sísmico: (Mapas en los anexos 9.1,9.2 y 9.3)**

$A_0$ : 0,45.

$A_1$ : 0,45

TL: 3,3.

**Construcción del espectro de diseño elástico:**

Zona de aceleración constante ( $0 \leq T \leq T_1$ ): La aceleración espectral ( $A_A$ ) es igual a  $A_0$ .

T1: 1 s

T: 0,0934 s

TL: 3,3

$0 \leq T \leq T_1$

De acuerdo con estos valores se puede observar que es una zona de aceleración constante por ende el coeficiente de la aceleración del terreno

$$A_A = A_0 = 0,45$$

R: 5 (Factor de Reducción)

$\Omega_0$ : 2,5 (Factor de Sobrerresistencia)

$C_d$ : 4,25 (Factor de Amplificación del Desplazamiento)

$$\beta = 2,3$$

➤ Determinación de  $\mu$ :

$$T = T_a = 0,05 \cdot 2,30^{0,75} = 0,0934 \text{ s}$$

$$h_n = 1,80\text{m} + 0,5\text{m} = 2,30\text{m}$$

$$\mu_1 = 1,4 \left( \frac{(1)+9}{2(1)+12} \right) = 0,933$$

$$\mu_2 = 0,8 + \frac{1}{20} \left( \frac{0,0934}{(1)} - 1 \right) = 0,755$$

De los resultados anteriores se toma el mayor ya que genera el cortante basal más desfavorable, por lo que se adopta  $\mu = 1$ .

Determinación de la ordenada del espectro de respuesta inelástica del sismo de diseño  $A_d$ :

$$A_d = 1 \cdot 1 \cdot 0,45/1,5 = 0,30$$

➤ Determinación del peso por encima del nivel base W

$$W = 1,2 * (80.925,59)\text{kg} + 1,6 * 750\text{kg} + 102.338 \text{ kg} = 200.648,708 \text{ kg}$$

➤ Determinación de la fuerza cortante basal  $V_0$

$$V_o = 1 \cdot 0,30 \cdot 200.648,708 \text{ kg} = 60.194,612 \text{ kg}$$

La norma covenin 1756-1:2019, establece que el coeficiente sísmico  $\frac{V_o}{W}$  debe ser mayor que el siguiente valor:  $\frac{A_A}{R} \geq 0,01$

$$\checkmark \quad \frac{V_o}{W} = 0,30 > \frac{A_A}{R} = 0,09 \geq 0,01$$

La comparación anterior tiene como objeto limitar el mínimo valor para la fuerza cortante basal, del resultado obtenido anteriormente se evidencia que se cumple la condición por lo que la fuerza cortante basal es:

$$V_o = 60.194,612 \text{ kg}$$

➤ Determinación de la fuerza sísmica Horizontal ( $S_H$ )

$$\diamond S_H = \frac{1,5 \cdot 2,5 \cdot \left(1 + 2 \frac{23 \text{ cm}}{520 \text{ cm}}\right) \cdot 0,45 \cdot 63,10 \text{ ton}}{2,5} = 46,36 \text{ Ton}$$

$W_c$ : 63,10 Ton

$g$ : 981  $\text{cm/s}^2$

$\alpha_c$ : 1,5

$a$ : 2,5 (tabla 27 de la norma)

$R_c$ : 2,5

El valor  $S_H$  está acotado por los siguientes valores:

$$\frac{3}{4} 1,5 \cdot 0,45 \cdot 63,10 \leq 46,36 \leq 4 \cdot 1,5 \cdot 0,45 \cdot 63,10$$

$$\checkmark \quad 31,94 \text{ Ton} \leq 46,36 \text{ Ton} \leq 170,37 \text{ Ton}$$

$$A_A: 0,45$$

$$Z: 23 \text{ cm}$$

$$h_n: 520 \text{ cm}$$

Las fuerzas sísmicas Horizontales ( $S_H$ ) da un resultado de

$$S_H = 46,36 \text{ Ton}$$

#### **4.3 Determinar los esfuerzos transmitidos al suelo y el asentamiento bajo las nuevas solicitaciones.**

El ensayo se realizó en una muestra de suelo remoldeada, clasificada como arcilla con arena media a fina, media plasticidad, marrón oscuro, con presencia de grava fina. Los resultados obtenidos indican que el suelo presenta una resistencia moderada a la compresión.

#### **Cálculos:**

1. Presión de contacto original ( $q_1$ ):

$$\begin{aligned} Q_1 &= P_1/A = (31.750 + 17.825,59) \text{ kg} + 750\text{kg}/10,237 \text{ m}^2 \\ &= 4.916,049 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

2. Nueva presión de contacto ( $q_2$ ):

$$\begin{aligned} Q_2 &= P_2/A = (63.100 + 17.825,59) \text{ kg} + 750\text{kg}/10,237 \text{ m}^2 \\ &= 7.978,469 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

3. Capacidad portante del suelo:

$$\begin{aligned} Q_u &= 3.24 \text{ kg/cm}^2 + 3.59 \text{ kg/cm}^2 = 6,83 \text{ kg/cm}^2/2 \\ Q_u &= 3,415 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Factor de seguridad (FS):

$$Q_{adm} = 34.150 \text{ kg/m}^2 / 3 \approx 11.383,33 \text{ kg/m}^2$$

#### 4. Comparación:

$$Q_2 = 7.978,469 \text{ kg/m}^2 < Q_{adm} = 11.383,33 \text{ kg/m}^2$$

De acuerdo con esta comprobación, teóricamente la fundación resiste el nuevo peso.

#### 5. Calculo de cargas Sísmicas

$$S_H = 46,36 \text{ Ton}$$

➤ Determinación de las coordenadas del baricentro B (centro geométrico) de la zapata respecto al vértice inferior izquierdo:

➤

$$X_B = \frac{3,214}{2} = 1,607 \text{ m} \qquad Y_B = \frac{3,185}{2} = 1,593 \text{ m}$$

Se obtuvieron las coordenadas del baricentro de la zapata, cuyo valor se indica a continuación: B = (1,607m; 1,593m).

➤ Determinación del centro de presiones (CP):

$$CP_x = \frac{130.047,42}{80.925,59} = 1,607 \text{ m} \qquad CP_y = \frac{101.747,39}{80.925,59} = 1,257 \text{ m}$$

➤ Determinación de las excentricidades por carga vertical

$$e_{\square}_x = 1,607 - 1,607 = 0 \qquad e_{\square}_y = 1,593 - 1,257 = 0,336 \text{ m}$$

➤ Determinación de la sumatoria de fuerzas verticales y momentos por carga vertical en los ejes "X" y "Y":

**Tabla 4.3.1**

*Determinación de la sumatoria de fuerzas verticales y momentos por carga vertical en los ejes "X" y "Y"*

Elemento	Dimensiones			Elementos iguales	Peso Unitario (Kgf/m <sup>3</sup> )	P <sub>i</sub> (kgf)	X <sub>i</sub> (m)	P <sub>i</sub> · X <sub>i</sub> (Kgf-m)	Y <sub>i</sub> (m)	P <sub>i</sub> · Y <sub>i</sub> (Kgf-m)
	En X (m)	En Y (m)	En Z (m)							
1 Zapata	3,214	3,185	0,4	1	2.500,00	10.236,59	1,607	16.450,20	1,593	16.306,89
2 Columnas	0,4	0,5	1	1	2.500,00	500,00	0,86	430,00	2,335	1.167,50
3 Columnas	0,4	0,5	1	1	2.500,00	500,00	2,354	1.177,00	0,85	425,00
4 Columnas	0,4	0,5	1	1	2.500,00	500	2,354	1.177,00	2,335	1.167,50
5 Columnas	0,4	0,5	1	1	2.500,00	500,00	0,86	430,00	0,85	425,00
6 Muro Trans	1,094	0,1	1	1	2.500,00	273,5	1,607	439,51	0,05	13,68
7 Muro Trans	1,094	0,1	1	1	2.500,00	273,5	1,607	439,51	3,135	857,42
8 Viga Principal	0,4	3,185	0,4	1	2.500,00	1274	0,86	1.095,64	1,593	2.029,48
9 Viga Principal	0,4	3,185	0,4	1	2.500,00	1274	2,354	2.999,00	1,593	2.029,48
10 Viga Auxiliar	2,494	0,5	0,4	1	2.500,00	1247	1,607	2.003,93	0,85	1.059,95
11 Viga Auxiliar	2,494	0,5	0,4	1	2.500,00	1247	1,607	2.003,93	2,335	2.911,75
12 Carga Rueda	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	15.775,00	0,86	13.566,50	0,42	6.625,50
13 Carga Rueda	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	15.775,00	2,354	37.134,35	0,42	6.625,50
14 Carga Rueda	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	15.775,00	0,86	13.566,50	1,905	30.051,38
15 Carga Rueda	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	15.775,00	2,354	37.134,35	1,905	30.051,38
					Σ	80.925,59	Σ	130.047,42	Σ	101.747,39

**Nota:** Para el cálculo de los momentos en los ejes "X" y "Y" producto de las cargas verticales se tomó el origen del sistema de referencia en el vértice inferior izquierdo de la planta de la fundación indicada en el **Anexo 7.2**.

**Tabla 4.3.2**

*Determinación de excentricidades por carga vertical*

Excentricidades (m)	
e <sub>x</sub>	0
e <sub>y</sub>	0,336

**Nota:** estos son los resultados de las ecuaciones 3.5.4.5 y 3.5.4.6

❖ Estado Límite De Servicio.

$$P = CP + CV$$

$$P = 80.925,59 \text{ kg} + 750 = 81.675,59 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

**Nota:** Al no tener una carga variable, y no tener una estipula en las normas, se asumió un valor considerando peso de personas y herramientas requeridas para el mantenimiento.

❖ Estado Límite De Resistencia.

$$P = 1,2 CP + 1,6 CV$$

$$P = 1,2 * 80.925,59 + 1,6 * 750 = 98.310,708 \text{ kg}$$

$$P' = 1,2 CP + 1 CV + S$$

$$P' = 1,2 (80.925,59) + 1(750) + (46.360 \text{ kg}) = 144.220,708 \text{ kg} = 144,221 \text{ Ton}$$

❖ Espesor de Punzonado

- Área de falla por punzonado

$$A_P = (d + bped_x) \cdot (d + bped_y)$$

$$A_P = (0,35\text{m} + 0,40\text{m}) \cdot (0,35\text{m} + 0,50\text{m}) = 0,6375\text{m}^2$$

❖ Perímetro por punzonado

$$b_0 = 2(d + bped_x) + 2(d + bped_y)$$

$$b_0 = 2(0,35\text{m} + 0,40\text{m}) + 2(0,35\text{m} + 0,50\text{m}) = 3,2\text{m}$$

❖ Fuerza cortante

$$V_{UP} = P' - (Q_2 \cdot A_P)$$

$$V_{UP} = 144,221 - (7,979 \cdot 0,6375) = 139,134\text{Ton}$$

❖ Rasante actuante

$$\emptyset V_{CP} = \frac{0,75 \cdot 1,06 \cdot \sqrt{250} \cdot 321,4 \cdot 35}{1000} = 141,401\text{Ton}$$

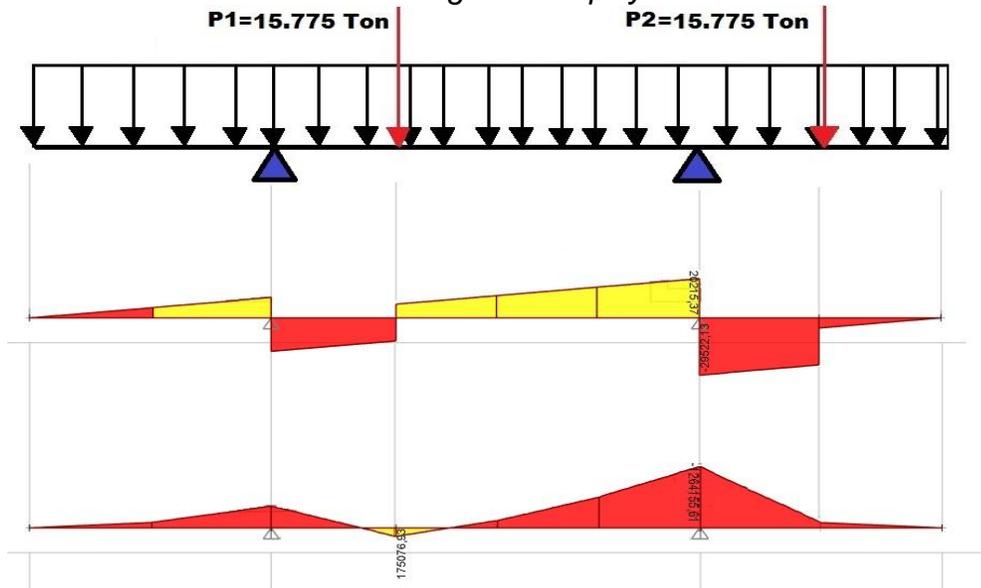
$$\emptyset V_{CP} = 141,401\text{Ton} \geq V_{UP} = 139,134\text{Ton}$$

✓ Cumple  $\emptyset V_{CP} \geq V_{UP}$

De acuerdo con este resultado la zapata no va a fallar por punzonamiento.

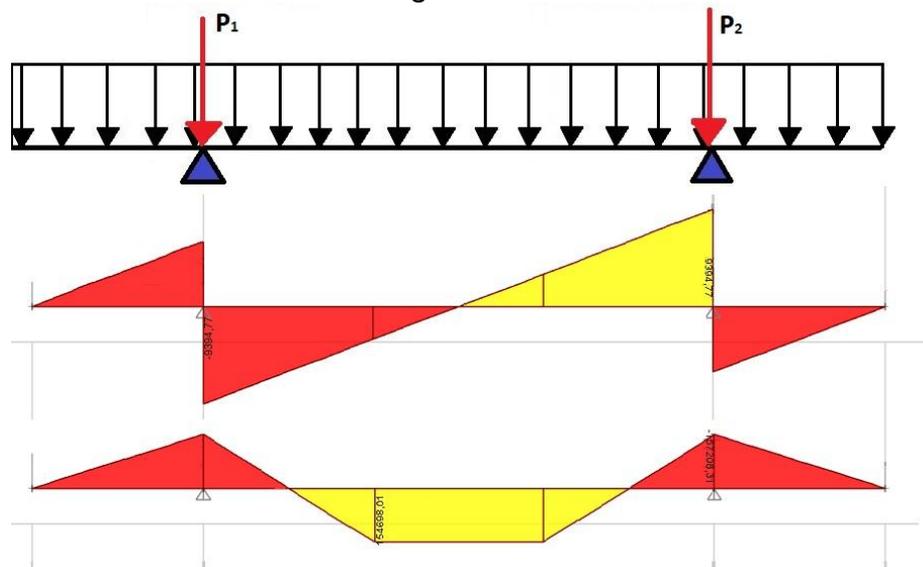
❖ Software SAFE V22.1.0: resultados de momento y corte de las vigas de la fundación.

**Figura 4.3.1**  
*Vigas de Apoyo*



$M_u1 = 1.264.155,61 \text{ kg.cm} = 126.415,561 \text{ Ton.m}$   
 $V1 = 29.522,13 \text{ kg} = 29,522 \text{ Ton}$

**Figura 4.3.2**  
*Vigas de Riostra*

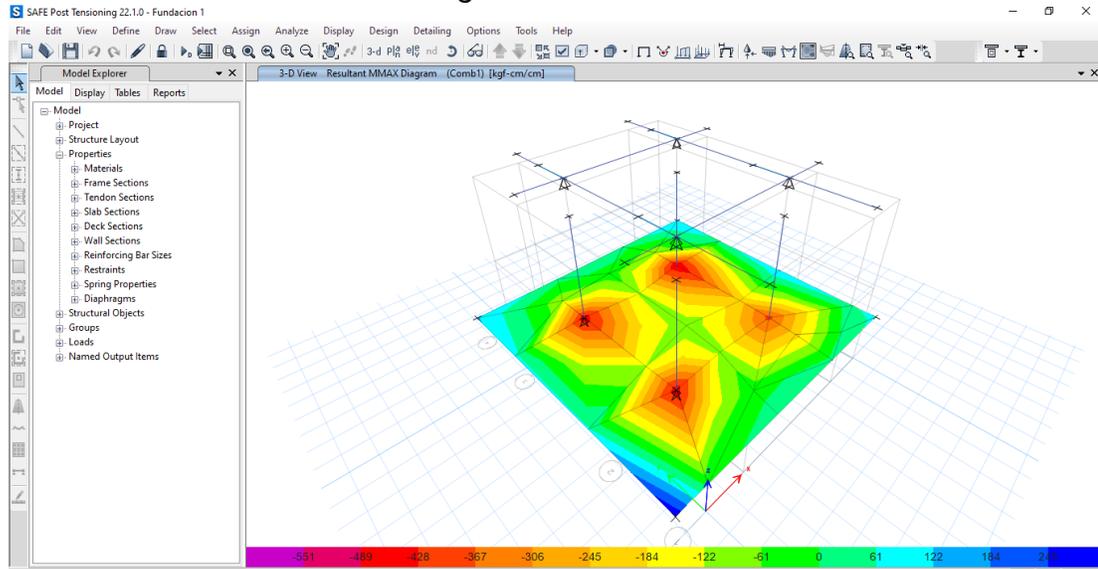


$$\mu_2 = 157.208,31 \text{ kg.cm} = 15.720,831 \text{ Ton.m}$$

$$V_2 = 9394,77 \text{ kg} = 9,394 \text{ Ton}$$

❖ Momento último en "X" (Losa)

**Figura 4.3.2**  
*Vigas de Riostra*



$$\mu_{u_x} = 25,380 \text{ Ton. m}^2$$

$$A_{s_0} = \frac{25,380 \times 10^5}{0,90 \cdot 0,894 \cdot 4200 \cdot 35} = 21,458 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0,0018 \cdot 321,4 \cdot 35 = 20,248 \text{ cm}^2$$

Según estos resultados la cantidad de barras de acero requeridas es 17 barras de acero de  $\varnothing 1/2$ " pero la fundación tiene 21 barras de acero de  $\varnothing 1/2$ " es decir la losa tiene la cantidad de acero suficiente para resistir el peso, en eje X.

$$\mu_{u_y} = 24,517 \text{ Ton. m}^2$$

$$As_0 = \frac{24,517 \times 10^5}{0,90 \cdot 0,894 \cdot 4200 \cdot 35} = 20,729 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0,0018 \cdot 318,5 \cdot 35 = 20,066 \text{ cm}^2$$

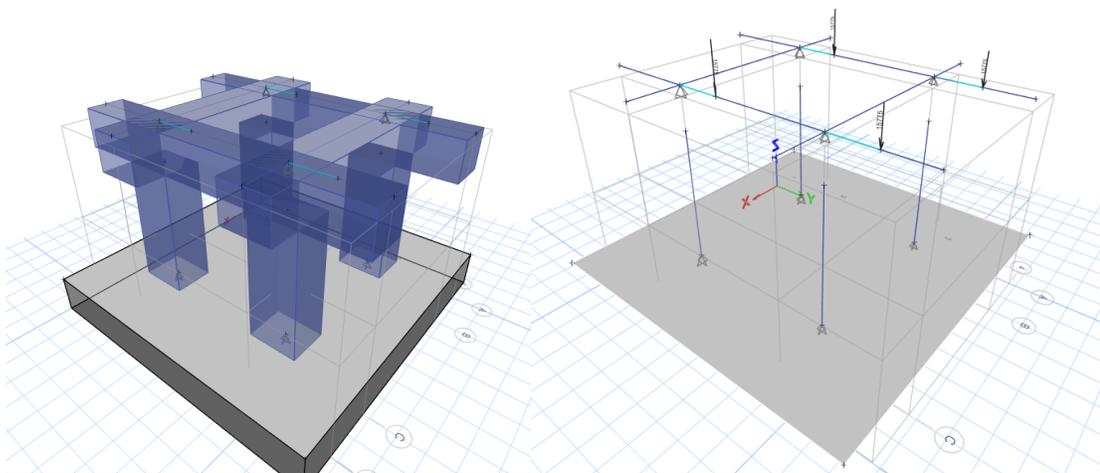
Según estos resultados la cantidad de cabillas requeridas es 21 cabillas de ½" y la fundación tiene 21 cabillas de ½" es decir la losa tiene la cantidad de acero suficiente para resistir el peso, en eje Y.

❖ Software SAFE V.22.1.0

Modelado en 3D y 2D con la carga puntual del peso del transformador:

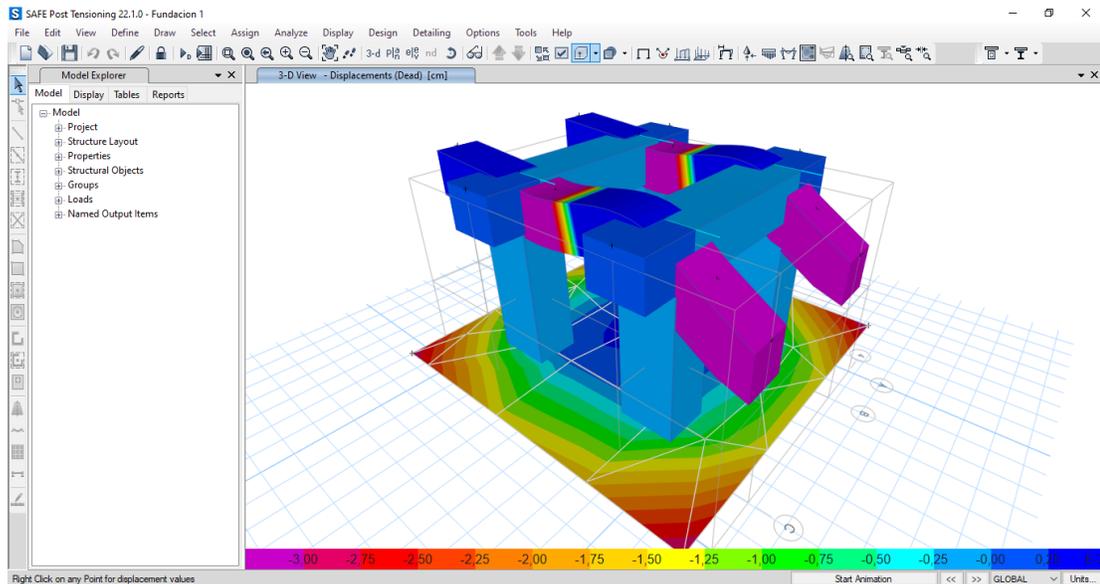
**Figura 4.3.3**

*Fundación en el Software Safe*



Resultados obtenidos:

**Figura 4.3.4**  
*Fundación en el Software Safe*



Muestra asentamientos en un lado de las vigas de la fundación, es decir las vigas no resistirán el peso del nuevo transformador. Los puntos en donde se apoya el transformador da resultados de asentamientos de las vigas y de la losa de la zapata.

**Tabla 4.3.3**  
*Asentamientos de la losa y las vigas*

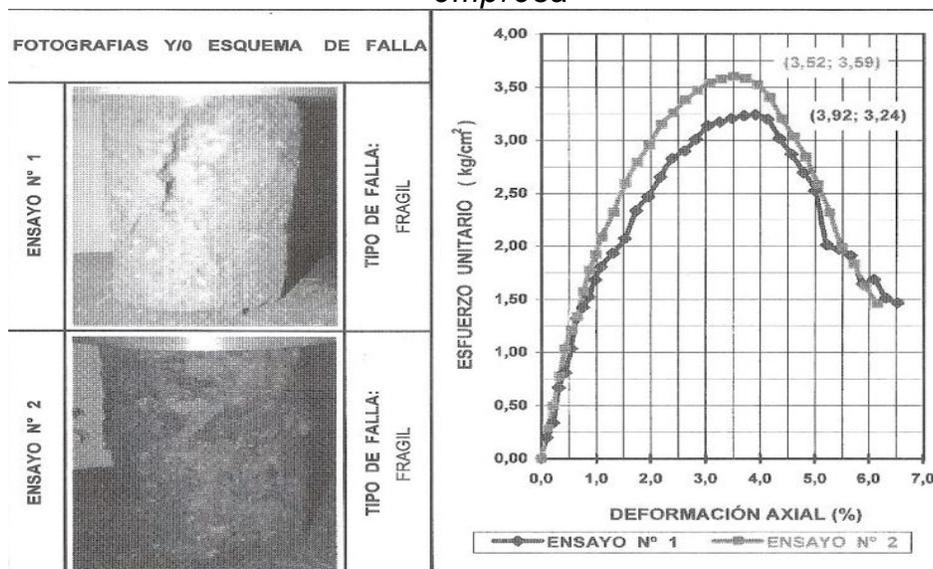
Vigas			Losa		
Puntos	Carga	Asentamiento (cm)	Puntos	Asentamiento (cm)	Comentario
22	Edo. Límite de servicio	-0,0303	1	0,003	Inferior Derecho
24	Edo. Límite de servicio	-0,0303	2	0,003	Inferior Izquierdo
26	Edo. Límite de servicio	-0,0042	3	0,003	Superior Derecho
28	Edo. Límite de servicio	-0,0042	4	0,0031	Superior Izquierdo

**Figura 4.3.4**  
*Grafica de asentamiento*



Tomando en cuenta la gráfica del estudio del suelo del lugar, se puede estimar un valor de módulo de balastro.

**Figura 4.3.5**  
*Deformación del suelo según el estudio realizado por la empresa*



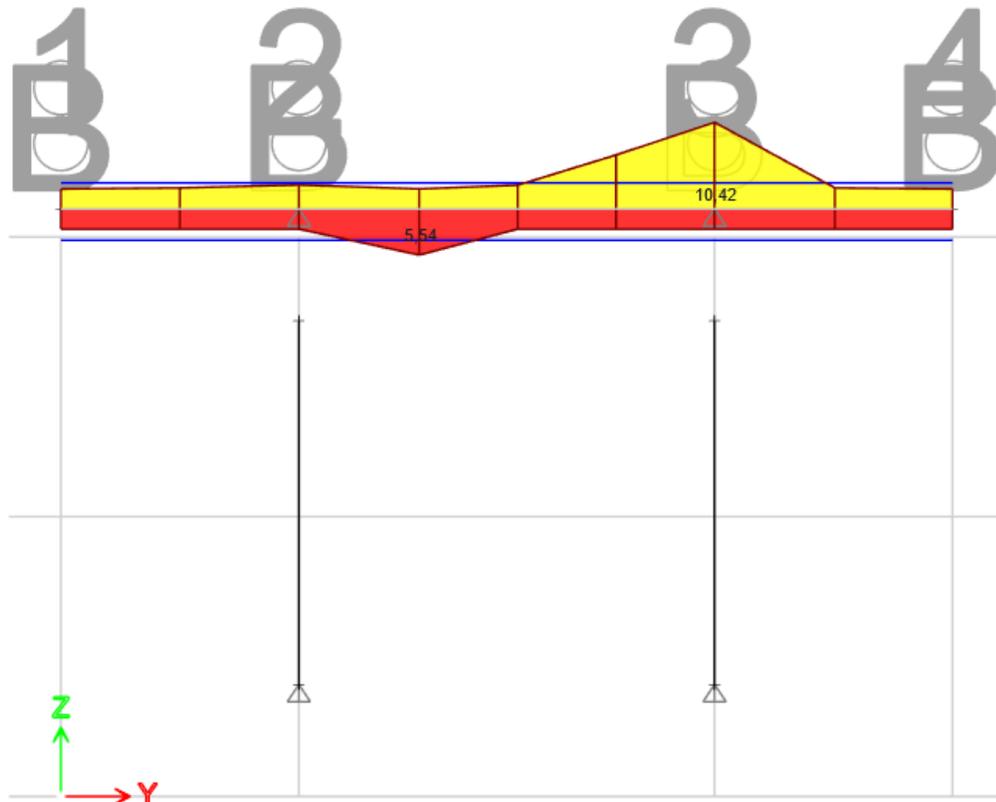
$$Y_S = \frac{D_S}{\Delta_\varepsilon} = \frac{2,95 \text{ kg/cm}^2}{0,02} = 147,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_S = \frac{Y_S}{B(1-n^2)} = \frac{147,5 \text{ kg/cm}^2}{321,4 \text{ cm} (1-0,45^2)} = 0,575 \text{ kg/cm}^3$$

De acuerdo con estos resultados demuestra que los asentamientos de la losa son aceptables; una vez comprobado estos resultados, se debe atender es la resistencia de las vigas de apoyo. El programa calculó la cantidad de acero requerido para soportar el peso del nuevo transformador.

**Figura 4.3.6**

*Acero requerido en vigas de apoyo*



Según estos resultados es necesario  $10,42 \text{ cm}^2$  en la parte superior de las vigas de apoyo y  $5,54 \text{ cm}^2$ , según los planos de la zapata actual, se puede observar que las vigas tienen 2 cabillas de  $\frac{1}{2}$ " ( $1,27 \text{ cm}^2 \times 2$ ) en la parte superior y 2 cabillas de  $\frac{1}{2}$ " ( $2,54 \text{ cm}^2$ ) en la parte inferior.

$$A_{S(\text{sup})} = 10,42 \text{ cm}^2 - 2,54 \text{ cm}^2 = 7,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{S(\text{inf})} = 5,54 \text{ cm}^2 - 2,54 \text{ cm}^2 = 3 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a este resultado se demuestra que el refuerzo de acero actual es insuficiente para resistir el peso del nuevo transformador. Se requiere reforzar en la parte superior, mínimo con 6 barras de acero de  $\frac{1}{2}$ " o 4 barras de acero  $\frac{5}{8}$ ", y en la parte inferior hay que reforzar con 3 barras de acero de  $\frac{1}{2}$ " o 2 barras de acero de  $\frac{5}{8}$ ". Para calcular la cantidad de estribos necesarios se utilizó las siguientes formulas:

De acuerdo a la COVENIN 1756 establece que:

$$\phi V_c = \phi \cdot 0,53 \cdot \sqrt{F'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Tenemos que si:  $-V_u \leq 0,5 \phi V_c$  : Solo se requiere acero mínimo por norma.

-  $0,5 < V_u \leq \phi V_c$  : Se requiere acero mínimo por norma.

-  $V_u > \phi V_c$  : Se requiere acero de estribos calculado.

❖ Estribos para vigas de apoyo o carga

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{250} \cdot 40 \cdot 35 = 8799,038 \text{ kg} = 8,799 \text{ Ton}$$

$$V_{u1} = 29,522 \text{ Ton} > \phi V_c = 8,799 \text{ Ton}$$

$$V_s^{\text{req}} = \frac{29,522}{0,75} - 8,799 = 30,564 \text{ Ton}$$

$$A_v = 2 \cdot 1,27 = 2,54 \text{ cm}^2 \text{ (Actual)}$$

$$S = \frac{2,54 \cdot 4200 \cdot 35}{30.564} = 12,22 \text{ cm}$$

Se debe cumplir que:

$$S = 12,22 \text{ cm} \leq \frac{d}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \text{ ó } S = 12,22 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm}$$

Se usa el menor de estos resultados.

$$V_s^{\text{req}} = 30,564 \text{ Ton} > 23,464 \text{ Ton}$$

Como  $V_s^{\text{req}}$  es muy alto, el espaciamiento máximo se reduce a  $S = 12,22 \text{ cm} \leq \frac{d}{4} = \frac{35}{4} = 8,75 \text{ cm}$  ó  $S = 12,22 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$ , el menor de estos.

Viga de apoyo o carga: Requerido: 12,22 cm. Máximo permitido: 8,75 cm.

- Esto significa que los estribos de  $\emptyset 1/2''$  no son suficientes para el diseño a cortante con el  $V_u$  actual si se limitan a 2 ramas. Se aumenta el área de estribo a  $\emptyset 5/8''$  cada 10 cm, o estribos de 4 ramas. Si se usa  $\emptyset 1/2''$  debe tener un espaciado de 8,5 cm.

❖ Vigas auxiliares

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{F_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} \cdot 50 \cdot 35 = 5,83 \text{ cm}^2$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Según estos resultados su acero mínimo requerido es de  $5,83 \text{ cm}^2$  para las vigas auxiliares, y un espaciado de 17,5cm entre estribos

El análisis estructural de la cimentación existente, realizado con el software SAFE, ha revelado que las vigas de apoyo (donde se apoyará el transformador de 63100 kg) no poseen la capacidad resistente necesaria para soportar el nuevo equipo.

Los cálculos demuestran que el momento flector mayorado ( $M_u$ ) demandado en estas vigas, específicamente en la parte superior sobre los apoyos, alcanza un valor de hasta 126.415,561 Ton.m bajo la combinación de carga 1,2CP + 1,6CV. Esta demanda excede significativamente la capacidad nominal de diseño ( $\phi M_n$ ) de las vigas existentes, armadas con  $2\text{Ø}1/2"$  en la parte superior. El programa SAFE corrobora esta insuficiencia, indicando un estado de "FAILED" y requiriendo un área de acero longitudinal superior de  $10,42 \text{ cm}^2$  y un área inferior de  $5,54 \text{ cm}^2$ .

Esta condición se agrava debido a que el transformador, por consideraciones de su sistema de enfriamiento (radiadores), requiere ser instalado desplazado longitudinalmente 43 cm del centro de la base. Esta excentricidad genera momentos y esfuerzos adicionales en las vigas.

Por lo tanto, es indispensable realizar una adecuación estructural de las vigas principales para aumentar su capacidad resistente. Las soluciones a considerar incluyen el incremento del refuerzo longitudinal de acero mediante la adición de nuevas barras (sea por perforación y anclaje o mediante una chaqueta de concreto) y, si es necesario, el aumento de las dimensiones de la

sección transversal de las vigas para lograr el nivel de refuerzo de acero requerido por la nueva unidad y garantizar la seguridad estructural.

#### **4.4 Diseñar la adecuación estructural de la fundación de acuerdo con lo establecido en la norma COVENIN 1753-2006.**

El análisis detallado de la cimentación existente, sometida a las cargas del nuevo transformador de 63100 kg, ha puesto de manifiesto una insuficiencia crítica en la capacidad resistente de las vigas de fundación, en particular en las vigas principales. Esta deficiencia se manifiesta tanto en la resistencia a flexión como a cortante, según lo indicado por los resultados de "FAILED" del programa SAFE y los cálculos de diseño.

Para subsanar estas deficiencias de manera integral y garantizar la seguridad estructural, se propone la siguiente adecuación:

##### **➤ Encamisado (Chaqueta) de Concreto Armado**

Considerando la magnitud de las deficiencias de resistencia detectadas, especialmente en las vigas de apoyo, y la necesidad de una solución robusta y duradera, se determina que el encamisado (o chaqueta) de concreto armado es la opción más adecuada para la adecuación estructural de las vigas de esta fundación. Si bien la perforación y anclaje de barras adicionales puede ser una solución viable para deficiencias menores, el grado de insuficiencia de capacidad a flexión y cortante en este caso, hace que una solución que aumente globalmente la sección sea más eficiente y segura.

El encamisado de concreto consiste en aumentar la sección transversal de las vigas existentes mediante la adición de una nueva capa de concreto y refuerzo de acero longitudinal y transversal, que trabaja monolíticamente con la sección original.

Dado que se ha determinado que las vigas principales requieren un encamisado de concreto armado para soportar el nuevo transformador de 63100 y cumplir con las demandas de resistencia, es altamente recomendable y prudente evaluar la necesidad de un encamisado también para las columnas (o pedestales) que soportan estas vigas y transmiten las cargas a la losa de cimentación.

Se propone aumentar la sección de la viga principal de 40 cm x 40 cm a una nueva sección, por ejemplo, de 60 cm x 60 cm (ancho x alto). Este aumento de peralte es particularmente efectivo para resistir momentos flectores elevados.

La siguiente imagen es un ejemplo de un encamisado de viga y columna

**Figura 4.4.1**

*Encamisado de vigas y columna*



### Preparación de la Superficie de los Elementos Existentes (Vigas y Columnas)

1. Limpieza: es necesario eliminar cualquier suciedad, grasa, pintura, óxido o material suelto de la superficie del concreto existente.
2. Picado (Escarificado): se requiere picar la superficie del concreto existente con martillos neumáticos o herramientas manuales para crear una superficie rugosa. Esta rugosidad es esencial para asegurar una excelente adherencia mecánica entre el concreto viejo y el nuevo. La profundidad del picado suele ser de 1 a 2 cm.
3. Hidrolavado: Lavar la superficie picada con agua a presión para eliminar el polvo y partículas sueltas.

Como ya se calculó la cantidad de cabillas requeridas en las vigas principales, al igual que el espaciado entre estribos, con esa cantidad se arma el encamisado alrededor de las vigas como se muestra en la foto anterior.

Comparando lo que SAFE requiere vs. los resultados después de la adecuación:

#### 1. Acero Superior:

Requerido por SAFE:  $10,20 \text{ cm}^2$

Propuesto por la adecuación:  $11,94 \text{ cm}^2$

✓ Sí cumple  $11,94 \text{ cm}^2 > 10,20 \text{ cm}^2$

#### 2. Acero Inferior:

Requerido por SAFE:  $6,56 \text{ cm}^2$

Propuesto por la adecuación:  $11,94 \text{ cm}^2$

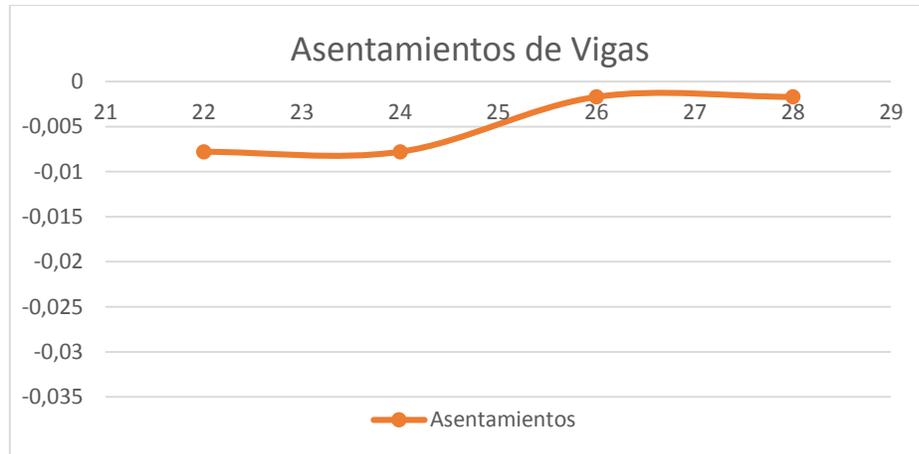
✓ Sí cumple  $11,94 \text{ cm}^2 > 6,56 \text{ cm}^2$

Después de aumentar las dimensiones de las columnas 60cmx70cm con 8 barras de acero de  $\varnothing 1/2"$  y estribos de  $\varnothing 1/2"$  con una separación entre estribos de 15cm, las vigas de apoyo o carga a 70cmx60cm con 16 barras de acero de  $\varnothing 5/8"$  y estribos de  $\varnothing 1/2"$  con una separación entre estribos de 10cm y vigas de arriostamiento o amarre a 60cmx60cm con 8 barras de acero de  $\varnothing 5/8"$  y estribos de  $\varnothing 1/2"$ , con una separación entre estribos de 10cm, se vuelven a observar los puntos en donde se apoya el transformador para ver los resultados de asentamientos de las vigas y la losa de la zapata.

**Tabla 4.4.1**  
*Asentamientos de la losa y las vigas*

Vigas			Losa		
Puntos	Carga	Asentamiento (cm)	Puntos	Asentamiento (cm)	Comentario
22	Edo. Límite de servicio	-0,0078	1	0,003	Inferior Derecho
24	Edo. Límite de servicio	-0,0078	2	0,003	Inferior Izquierdo
26	Edo. Límite de servicio	-0,0017	3	0,003	Superior Derecho
28	Edo. Límite de servicio	-0,0017	4	0,0031	Superior Izquierdo

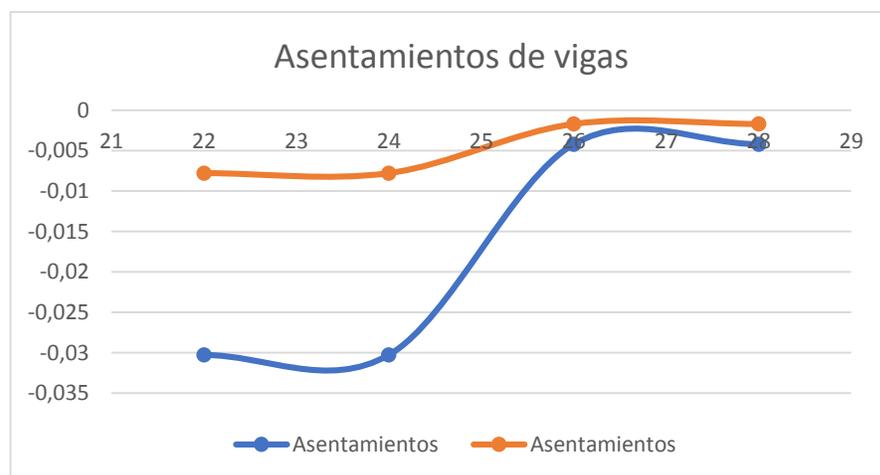
**Figura 4.4.2**  
*Grafica de asentamiento*



Los valores de asentamientos en las vigas disminuyeron un 61,06%, es decir están dentro de los parámetros aceptables según lo establece la norma ACI 318, los límites de asentamientos suelen estar entre 2,5 cm a 5,0 cm (1 a 2 pulgadas) y los asentamientos de la losa aun con el cambio de dimensiones de las vigas y columnas son de 0,003cm, sigue siendo aceptable.

Las diferencias de los asentamientos de las vigas son considerables e incluso se puede observar tanto en los valores numéricos como en las gráficas.

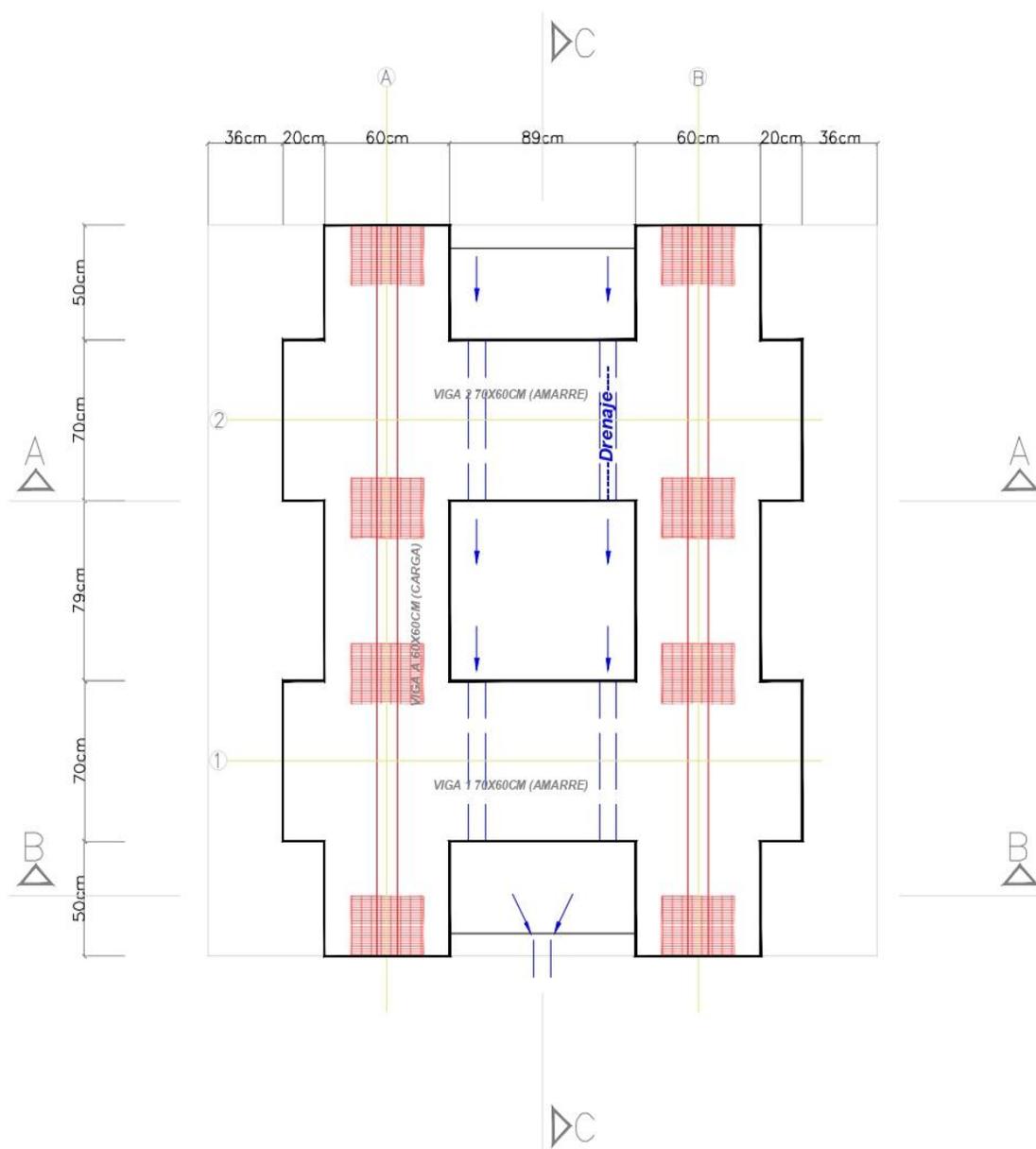
**Figura 4.4.3**  
*Grafica de comparación de asentamientos*



#### 4.5 Elaborar planos y detalles de la fundación, de acuerdo a los estudios realizados.

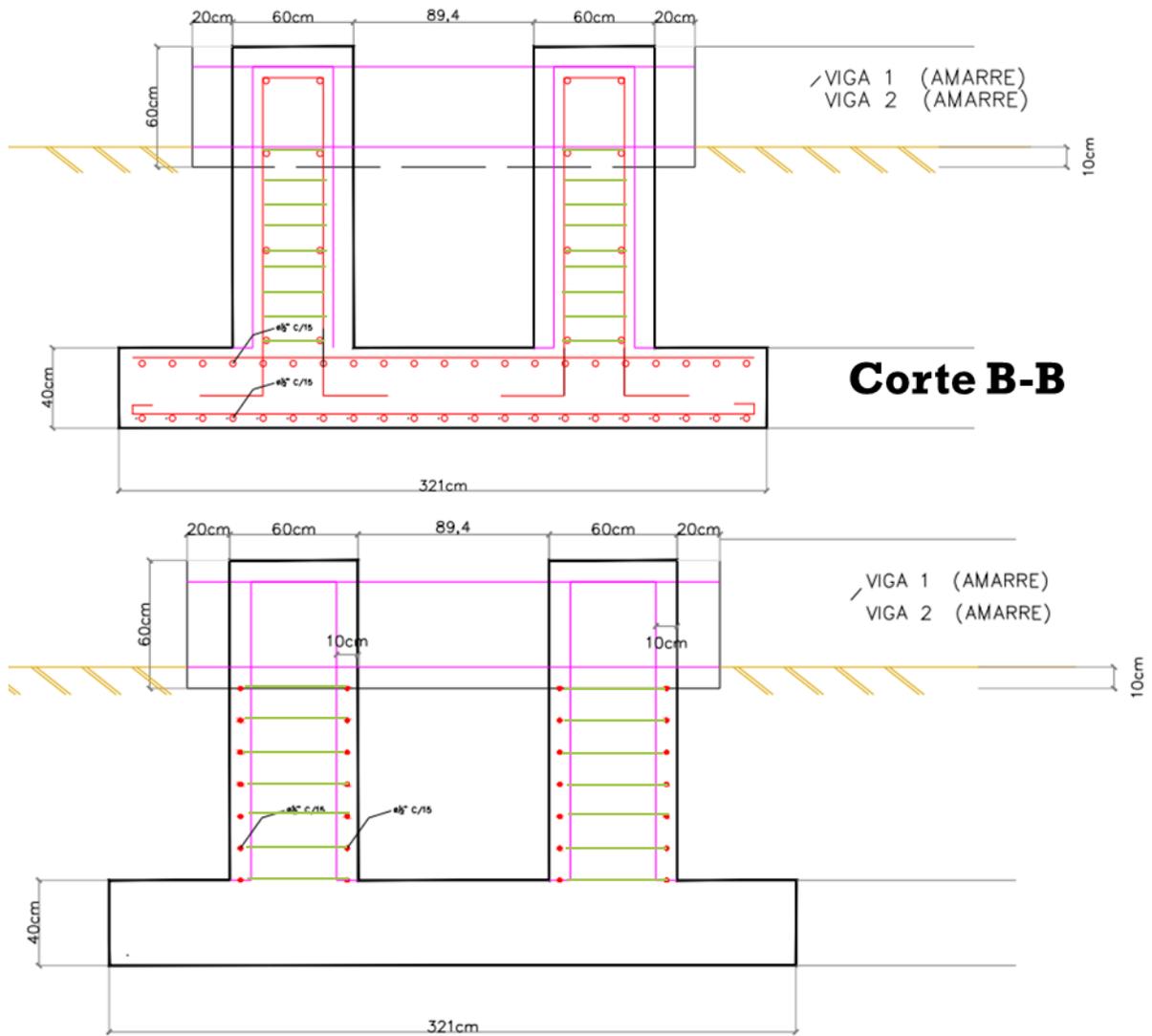
**Figura 4.5.1**

*Plano de planta con dimensiones de encamisado*



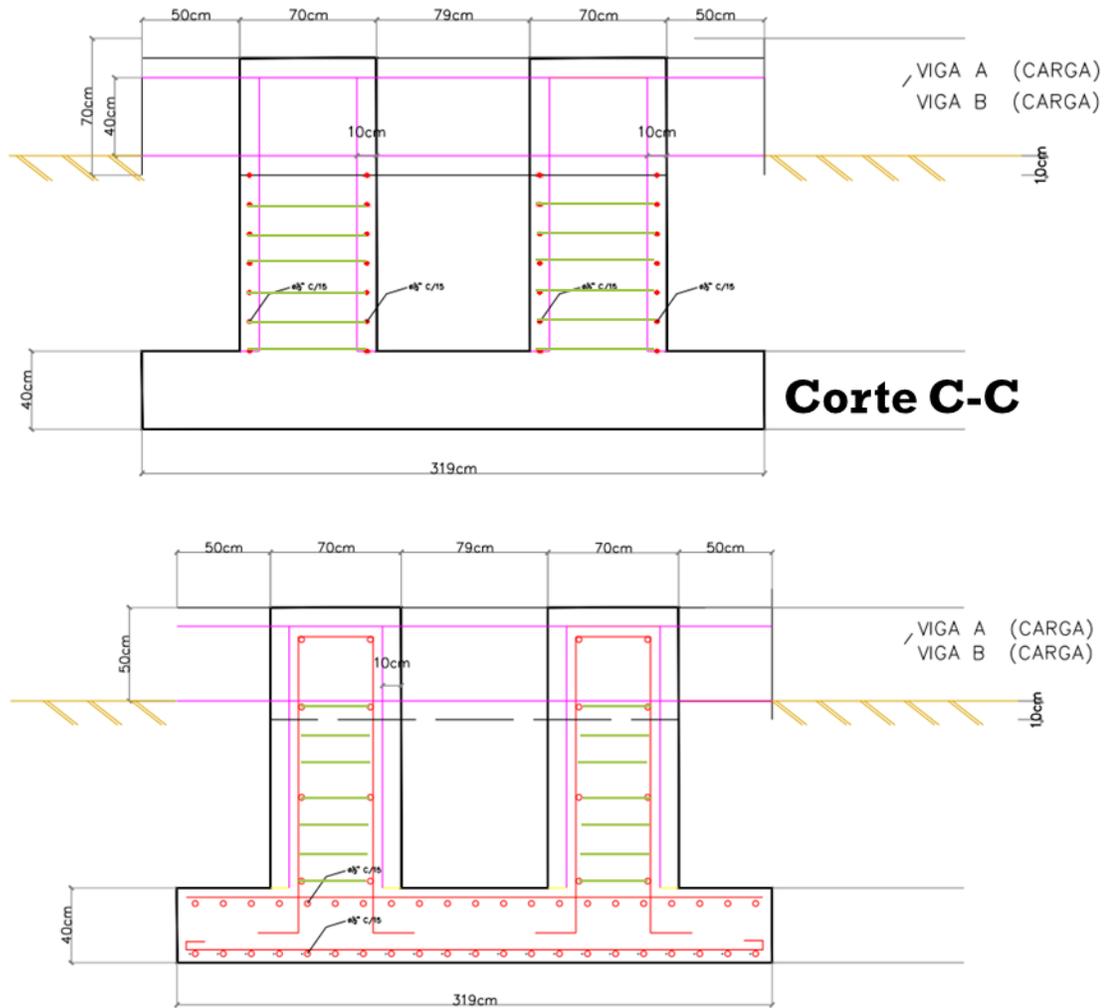
**Figura 4.5.2.a**

*Corte B-B de la fundación con detalle de acero del encamisado*



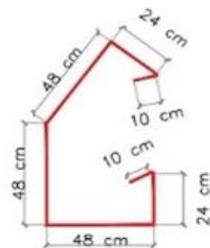
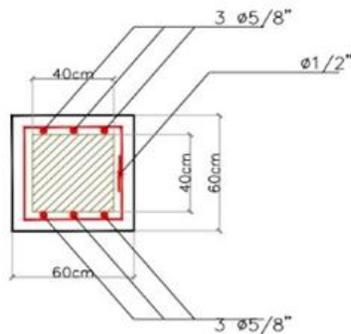
**Figura 4.5.2.b**

*Corte C-C de la fundación con detalle de acero del encamisado*



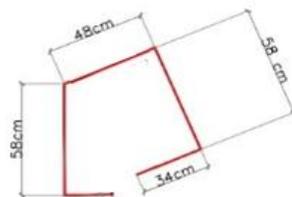
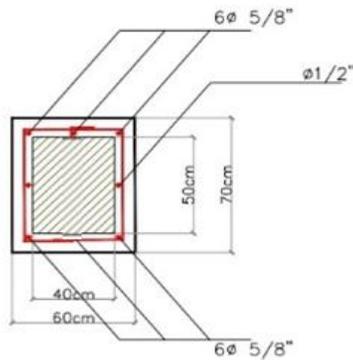
**Figura 4.5.3**  
*Detalles de acero*

**Viga de Riostra**



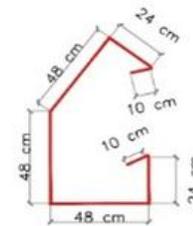
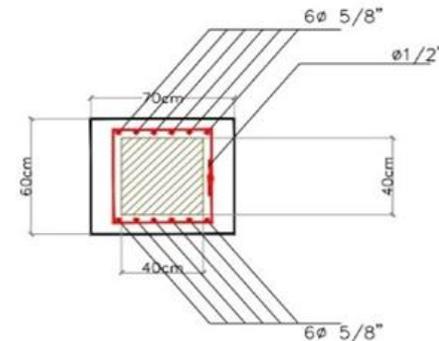
Longitud de estrib  
2.12 m

**Columna**



Longitud de estrib  
2.69 m

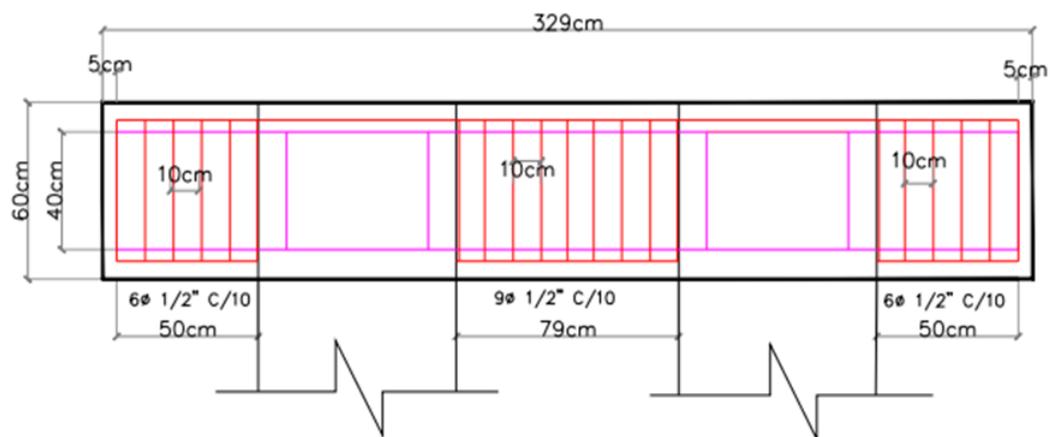
**Viga de Carga**



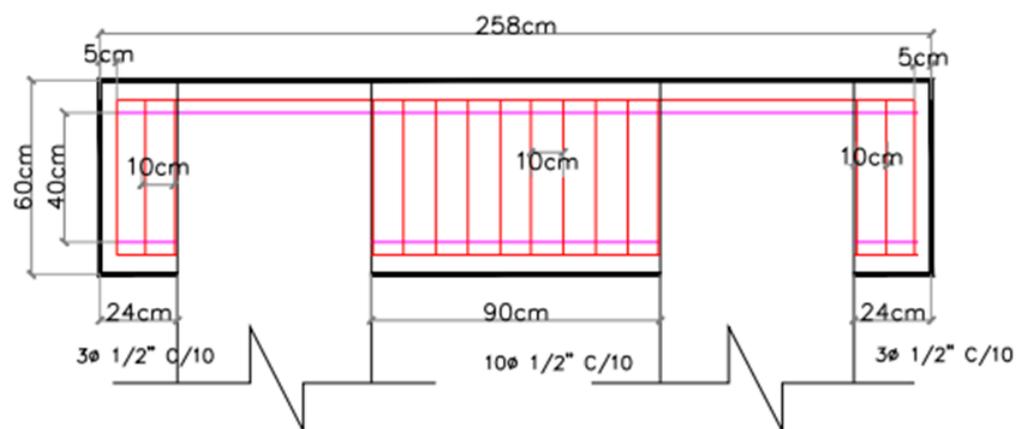
Longitud de estrib  
2.12 m

**Figura 4.5.4**

*Corte de viga de riostra y apoyo con detalles de acero*



∕ VIGA A (CARGA)  
VIGA B (CARGA)



∕ VIGA 1 (AMARRE)  
VIGA 2 (AMARRE)

## **CAPITULO V**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **5.1 Conclusiones**

- ✓ El levantamiento y recopilación de información actual de la subestación, se hizo en base a datos y fotos suministrados por el personal de CORPOELEC.
- ✓ De acuerdo a la información recopilada y la observación directa, se pudo apreciar que la losa de concreto superficial de la fundación presenta un estado que evidencia exposición a los elementos y el paso del tiempo.
- ✓ En las fotos proporcionadas se notan extensas manchas de humedad y una decoloración generalizada en la superficie de la losa de concreto, lo que sugiere una prolongada retención de agua o un patrón constante de escurrimiento.
- ✓ En los diferentes ángulos de la fundación, se observa un crecimiento incipiente de vegetación no solo en las zonas cercanas al nivel del suelo, sino también directamente sobre la estructura en algunas áreas, lo que refuerza la indicación de condiciones de humedad persistentes y acumulación de material orgánico que favorece el desarrollo de flora.
- ✓ No se distinguen grietas estructurales evidentes a simple vista, la presencia de varias líneas oscuras podría corresponder tanto a fisuras superficiales como a marcas de suciedad acumulada en estas hendiduras. Además, se aprecia un desconchamiento visible en las aristas y bordes, revelando la capa interna del concreto en esas zonas, lo que sugiere un deterioro superficial más pronunciado en estas áreas expuestas (Ver Anexo 10, 11, 13 y 14).

- ✓ En la vista superior de la fundación, se observa que, las rejillas y los rieles presentan una extensa capa de óxido de color marrón rojizo. Esto indica una exposición prolongada a la humedad y al ambiente, lo que ha provocado corrosión en el material metálico (Ver Anexo 15 y 12).
- ✓ Actualmente, de acuerdo a los registros que mantiene CORPOELEC, se constata la ausencia de documentación, registros de evaluaciones o estudios periódicos dirigidos a verificar la condición estructural del concreto de la fundación. En consecuencia, no se dispone de información que respalde que su condición estructural se haya mantenido en óptimas condiciones a lo largo del tiempo.
- ✓ Los datos recopilados evidencian que la base del transformador existente no satisface las condiciones mínimas requeridas para soportar la carga del nuevo transformador que se proyecta instalar.
- ✓ Los resultados de los estudios realizados, determinan que es crucial ejecutar un rediseño de la fundación actual con el propósito de incrementar sus dimensiones.

## **5.2 Recomendaciones**

- ✓ Se recomienda que se debe constatar, a través de una visita técnica a la subestación, las condiciones reales y actuales de la fundación existente a reutilizar. Esto es necesario para verificar las condiciones estructurales que mantiene la misma antes de utilizarla como soporte para el nuevo transformador.
- ✓ Se recomienda que CORPOELEC lleve a cabo una evaluación exhaustiva de las condiciones actuales del concreto y el acero de la fundación, por ejemplo, estudios especializados como análisis de vibraciones para detectar posibles fisuras o debilidades internas, escaneo de corrosión para determinar el estado del acero de refuerzo, y adicionalmente, se sugiere considerar pruebas de resistencia del

concreto (como ensayos no destructivos o extracción de testigos) y levantamientos topográficos de precisión para verificar la estabilidad y deformaciones de la estructura.

- ✓ Dada la alta amenaza sísmica de la zona donde se ubica la subestación, se recomienda enfáticamente realizar un análisis sísmico detallado de la fundación, empleando software de modelado y simulación para evaluar con precisión su respuesta ante cargas sísmicas, en estricto cumplimiento con la norma COVENIN 1756-2019.
- ✓ Se recomienda llevar a cabo el rediseño de la fundación con el objetivo de ampliar sus dimensiones, de manera que pueda soportar adecuadamente el nuevo transformador a instalar.
- ✓ Para proyectos de adecuación, es indispensable realizar una evaluación exhaustiva de la cimentación existente, incluyendo la confirmación de sus dimensiones y, crucialmente, el refuerzo de acero real presente. Esta información permite determinar con precisión la capacidad resistente actual y cuantificar las deficiencias frente a las nuevas demandas.
- ✓ La eficacia del encamisado depende en gran medida de un estricto control de calidad durante la ejecución: preparación de la superficie, correcta instalación de dowels y refuerzo, vaciado y vibrado adecuados del nuevo concreto, y un curado eficiente.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Bas, E.; Hernández, F. y Villegas, Z., (2022). Evaluación del comportamiento del suelo bajo la fundación para un transformador de potencia 115/34.5kV – 36MVA partiendo de la Ley de Navier. Artículo Científico. Disponible en: <https://doi.org/10.54139/revinguc.v29i1.165>

2. Braja M. Das, (2001). Fundamentos de ingeniería geotécnica. International Thomson Editores, S.A. Primera edición. Editorial International Thomson Editores, S.A.

3. El proCUS The Electricity Forum Linquip Circuit Globe, (2021). Tipos y Aplicaciones de un transformador de Potencial. Artículo Científico. Disponible en: <https://www.tecsagro.com.mx/blog/transformador-de-potencial/>

4. Fundación Endesa, (2024). Subestaciones Eléctricas. Artículo Científico. Disponible en: <https://www.fundacionendesa.org/es/educacion/endesa-educa/recursos/subestaciones-electricas>

5. Hernández, P., (1995). Evaluación del diseño y construcción de las fundaciones de máquinas pesadas de una planta de gases del aire. Trabajo Especial de Pasantía. Universidad de Oriente. Anzoátegui. Venezuela.

6. Hernández, S., (2013). Diseño y construcción de cimentaciones profundas para subestaciones eléctricas. Trabajo de Graduación. Guatemala. Disponible en: [http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08\\_3660\\_C.pdf](http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3660_C.pdf)

7. Martínez, G. y Pereira Y., (2010). Importancia del estudio del suelo para la determinación de fundaciones en obras civiles. Monografía de Grado. Universidad de Oriente. Anzoátegui. Venezuela.

8. Spadaro, M. y Carvajal C., (2002). Estudio del comportamiento de zapatas superficiales en terrenos compactados sobre suelo blando. Trabajo de Grado. Universidad de Oriente. Anzoátegui. Venezuela.

9. María Graciela Fratelli, (1993). Suelo, Fundaciones y Muros. Copyright.

10. Prof. Edito José León Castillo (2013). Guía práctica para la ingeniería de fundaciones superficiales.

11. López, O. et al. (2019). Norma Venezolana COVENIN. Construcciones sismorresistentes. Parte 1: Requisitos (2da revisión).

12. Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN) (1982). Guía para la presentación de trabajos técnicos (COVENIN 1753). Caracas, Venezuela.

# ANEXOS

## Anexo 1

Placas del transformador de potencia de 20 MVA y 36 MVA, 115/34,5 kV

**PAUWELS TRAFU BELGIUM**  
TRANSFORMADOR

TIPO: 20/230 CORRIENTE DE CORTOCIRCUITO: 10 x 10

NUMERO: 7751-37

AÑO DE FABRICACION: 1978 TIEMPO DE CORTOCIRCUITO: 5 ms

NORMAS: ANSI-C57-45C ELEVACION DE TEMP DEL ACEITE: 55 °C

CAPACIDAD MVA: 1510 / 2008, 641

EMPANAMIENTO: 0/00 / 0/00 RESISTENCIA AL VACIO: 100 Ω

FRECUENCIA: 60 TIPO DE ACEITE: PREGA, DINAL OX

FASES: 3 ESQUEMA NUMERO: 6040-2-104/100

NIVEL DE AISLAMIENTO: 115/115/34,5/5 PESO TOTAL: 31,275

GRUPO DE CONEXION: 0/0/0 DEL ACEITE: 8,25

MODULO DE SERVICIO: 0/0 PARA DESCONECTAR: 16,3

ALTURA DE DESCONECTAR: 5,95 m DE TRANSPORTE: 28,4

TIPO DE CONSTRUCTORA: 0/0 - P11 - 72,5 KV

Pos	Volt	Amperes	Tercera Columna de constructora
1	120000	60,3 / 91,3	028-029-030-040
2	123825	70,1 / 93,4	029-030-031-040
3	127750	79,5 / 98,8	030-031-032-040
4	131750	89,1 / 100,4	031-032-033-040
5	135950	98,1 / 102,4	032-033-034-040
6	142225	112,1 / 103,0	033-034-035-040
7	149250	127,1 / 105,7	034-035-036-040
8	156375	143,4 / 108,5	035-036-037-040
9	163500	161,7 / 111,6	036-037-038-040

**ALTA TENSION**

Pos	Volt	Amperes	Tercera Columna de constructora
1	120000	60,3 / 91,3	028-029-030-040
2	123825	70,1 / 93,4	029-030-031-040
3	127750	79,5 / 98,8	030-031-032-040
4	131750	89,1 / 100,4	031-032-033-040
5	135950	98,1 / 102,4	032-033-034-040
6	142225	112,1 / 103,0	033-034-035-040
7	149250	127,1 / 105,7	034-035-036-040
8	156375	143,4 / 108,5	035-036-037-040
9	163500	161,7 / 111,6	036-037-038-040

**BAJA TENSION**

Volt	Amperes	Tercera Columna de constructora
120000	60,3 / 91,3	028-029-030-040
123825	70,1 / 93,4	029-030-031-040
127750	79,5 / 98,8	030-031-032-040
131750	89,1 / 100,4	031-032-033-040
135950	98,1 / 102,4	032-033-034-040
142225	112,1 / 103,0	033-034-035-040
149250	127,1 / 105,7	034-035-036-040
156375	143,4 / 108,5	035-036-037-040
163500	161,7 / 111,6	036-037-038-040

**TERCIARIO**

Volt	Amperes	Tercera Columna de constructora
120000	60,3 / 91,3	028-029-030-040
123825	70,1 / 93,4	029-030-031-040
127750	79,5 / 98,8	030-031-032-040
131750	89,1 / 100,4	031-032-033-040
135950	98,1 / 102,4	032-033-034-040
142225	112,1 / 103,0	033-034-035-040
149250	127,1 / 105,7	034-035-036-040
156375	143,4 / 108,5	035-036-037-040
163500	161,7 / 111,6	036-037-038-040

**TRANSFORMADOR**  
SEC - 60076

POTENCIA NOMINAL: 20/230 TIPO DE EMPANAMIENTO: 0/0/0

VOLTAJE DE AT (CON CARGA Y SIN CARGA): 115/115/34,5/5 CLASIFICACION DE SERVICIO: 0/0/0

CORRIENTE DE LINEA EN AMPERES AT (CON CARGA Y SIN CARGA): 60,3 / 91,3 NATURALEZA DEL SERVICIO: CONTINUA

NUMERO DE FASES: 3 ELEVACION DE TEMP DE AISLAMIENTO GARANTIZADA: 55

FRECUENCIA: 60 PESO TOTAL: 31275

DURACION DEL CORTOCIRCUITO: 5 ms GRUPO DE CONEXION: 0/0/0

ALTIPO: 0/0/0 PESO DE NUCLEO: 28000

M.O. NO DEL FABRICANTE: 0/0/0 TOTAL DE ACEITE: 61200

MODULO DE SERVICIO: 0/0/0 PESO MAS PESAJE CON ACEITE: 67300

REF DEL COMPROB (CLIENTE): 0/0/0

CONTRATO NO: 0/0/0

ESQ: 100% CAJAZO

115/30 AC 230-1125 AC 140/131/110 AC 30-11/10 AC 70

115/30 AC 230-1125 AC 140/131/110 AC 30-11/10 AC 70

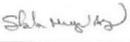
ESQ: 100% CAJAZO

NOTAS:  
1. CABLEAR EN T.MAS ACTUA BAJO CARGA  
2. EL TANGUL EN P1-2 PARA SOPORTAR VACIO COMPLETO  
3. CONSULTAR EL MANUAL DE INSTRUCCIONES ANTES DE APLICAR VACIO  
4. EL VALOR DEL TRANSFORMADOR DE 1. RESISTENCIA  
T.C. DE LINEA DE AT: 11 AMB A2: RATIO 250/5 AMP, 20VA, 5,0%  
T.C. DE LINEA DE AT: 11 AMB B2: RATIO 250/5 AMP, 20VA, 5,0%  
T.C. DE LINEA DE AT: 11 AMB B1: RATIO 250/5 AMP, 20VA, 5,0%  
T.C. DE LINEA DE BT: 11 AMB B2: RATIO 250/5 AMP, 20VA, 5,0%  
T.C. DE LINEA DE BT: 11 AMB B1: RATIO 250/5 AMP, 20VA, 5,0%

**Nota.** Transformador actual y nuevo a utilizar en la fundación

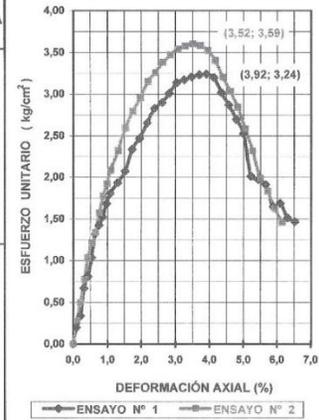
## Anexo 2

### Estudios del suelo realizado

 <b>CORPOELEC</b> EMPRESA ELÉCTRICA SOCIALISTA		REGISTRO DE DATOS Y CALCULOS: PME-575-020 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIN CONFINAR EN SUELOS COHESIVOS ASTM D 2166		FECHA: <u>14/08/16</u>			
<b>IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA</b>							
SOLICITUD DE SERVICIO N°: <u>20160013</u>		ESTRUCTURA: <u>INSTALACIÓN DE NUEVO TRANSFORMADOR DE POTENCIA</u>		N° DE LABORATORIO: <u>LSA-0023/16</u>			
SITIO: <u>CASANAY (SECTOR PALO ROSAL) - ESTADO SUCRE</u>		PROF. (m): <u>1,20 - 1,70</u>		TIPO DE MUESTRA: <u>REMOLDEADA</u>			
CALICATA N°: <u>C-1</u>		MONOLITO N°: <u>MON-1</u>		DESC. VISUAL: <u>ARCILLA CON ARENA MEDIA A FINA, MEDIA PLASTICIDAD, MARRÓN OSCURO. CON PRESENCIA DE GRAVA FINA</u>			
<b>DATOS DEL ENSAYO</b>							
ENSAYO N°	1	2	FOTOGRAFÍAS Y/O ESQUEMA DE FALLA				
FECHA DE PREP. DE LA MUESTRA:	14/08/16	14/08/16					
TIEMPO DE ENSAYO (hora/min/seg)	0:10:12	0:10:41					
LABORATORISTA:	M. SABALA	M. SABALA					
<b>DATOS INICIALES</b>							
DIAMETRO INICIAL - $D_0$ (cm):	4,31	4,09	ENSAYO N° 1	TIPO DE FALLA: FRAGIL			
ÁREA INICIAL - $A_0$ (cm <sup>2</sup> ):	14,59	13,14					
LONGITUD INICIAL - $L_0$ (cm):	9,19	9,10					
VOLUMEN INICIAL - $V_0$ (cm <sup>3</sup> ):	134,08	119,56					
PESO DEL SUELO HÚMEDO $W_h$ (g)	305,0	290,4					
PESO DEL SUELO SECO $W_s$ (g)	266,3	253,5					
HUMEDAD INICIAL $W_o$ (%)	14,5	14,6					
DENSIDAD HÚMEDA $\gamma_h$ (Kg/m <sup>3</sup> ):	2,275	2,429					
DENSIDAD SECA $\gamma_d$ (Kg/m <sup>3</sup> ):	1,988	2,120					
GRAVEDAD ESPECÍFICA $G_s$	2,74	2,74					
RELACIÓN DE VACIOS $e_0$	0,379	0,292	ENSAYO N° 2	TIPO DE FALLA: FRAGIL			
SATURACIÓN $S_p$ (%)	104,8	136,3					
<b>DATOS FINALES</b>							
LIMITES DE ATTERBERG (%)	LL = 31	LP = 17					
CLASIFICACIÓN UNIFICADA	CL	IP = 14					
DEFORMACIÓN AXIAL - $E_o$ (%)	6,53	6,15					
ESFUERZO UNITARIO $MAX. Q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	3,24	3,59					
VELOC. DEL ENSAYO (%/min):	0,64	0,58					
<b>OBSERVACIONES</b>							
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: flex-end;"> <div style="text-align: center;">  LABORATORISTA         </div> <div style="text-align: center;">  REVISADO         </div> <div style="text-align: center;">  ING. JEFE DE SECCIÓN         </div> </div>							

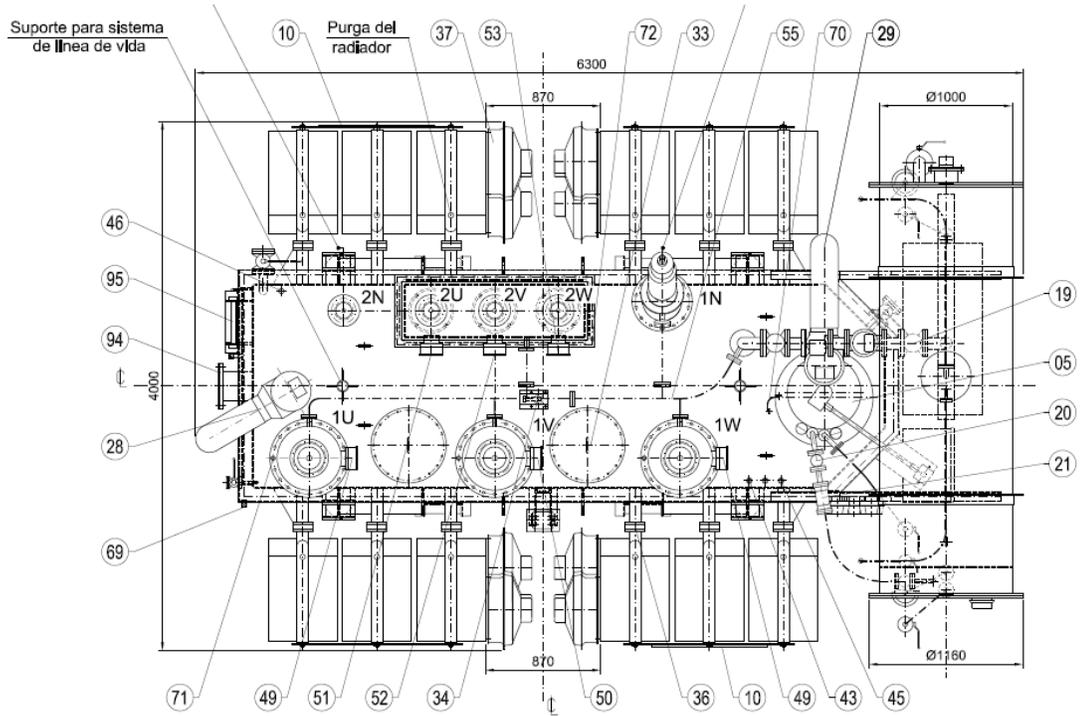
Código: FRE-575-020-03  
Revisión: 1  
Fecha: 15/10/04  
Página: 1 de 1

Anexo 4. CSSC LSA-0023 ENSAYO DE COMPRESIÓN DATOS



## Anexo 3

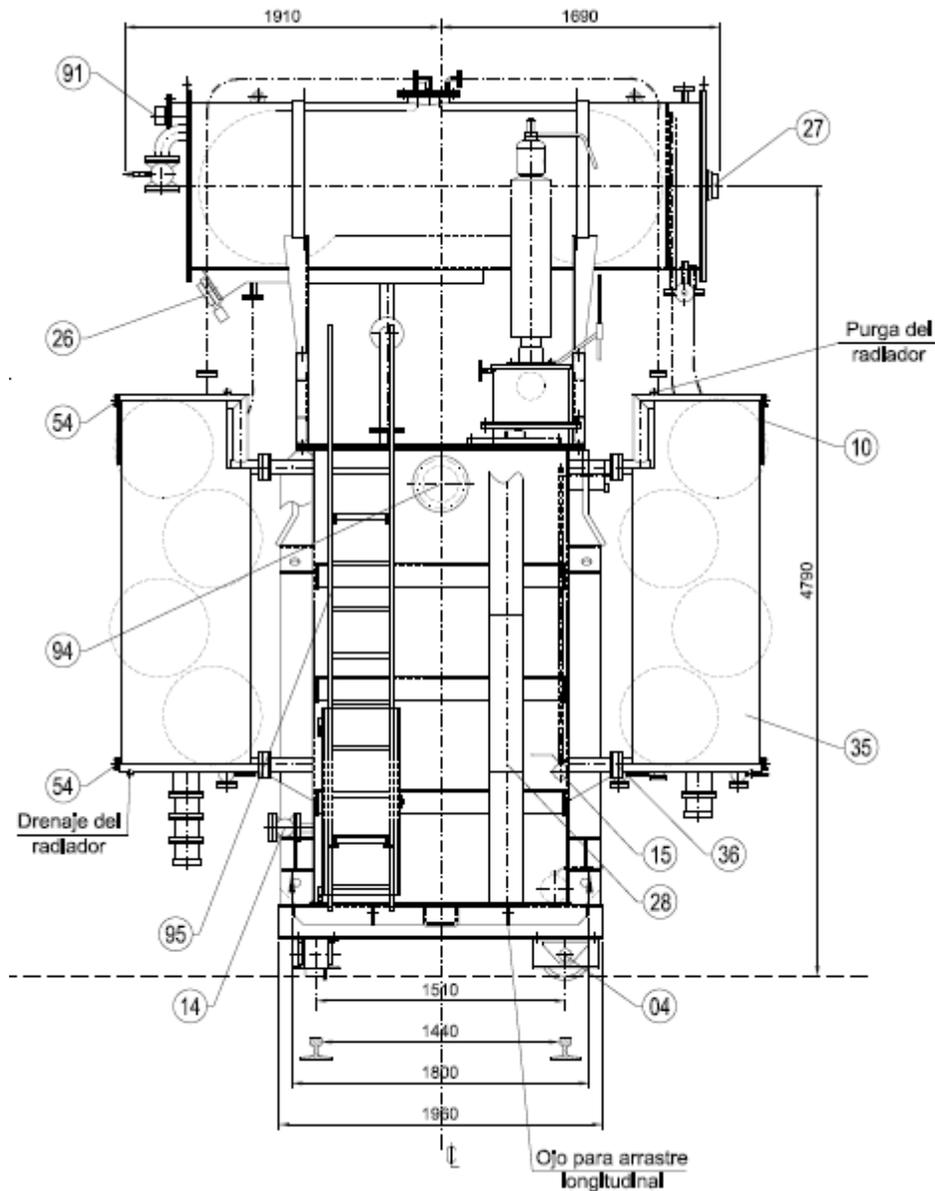
Vista típica de planta de un transformador de potencia 115/34,5 kV – 36 MVA





## Anexo 5

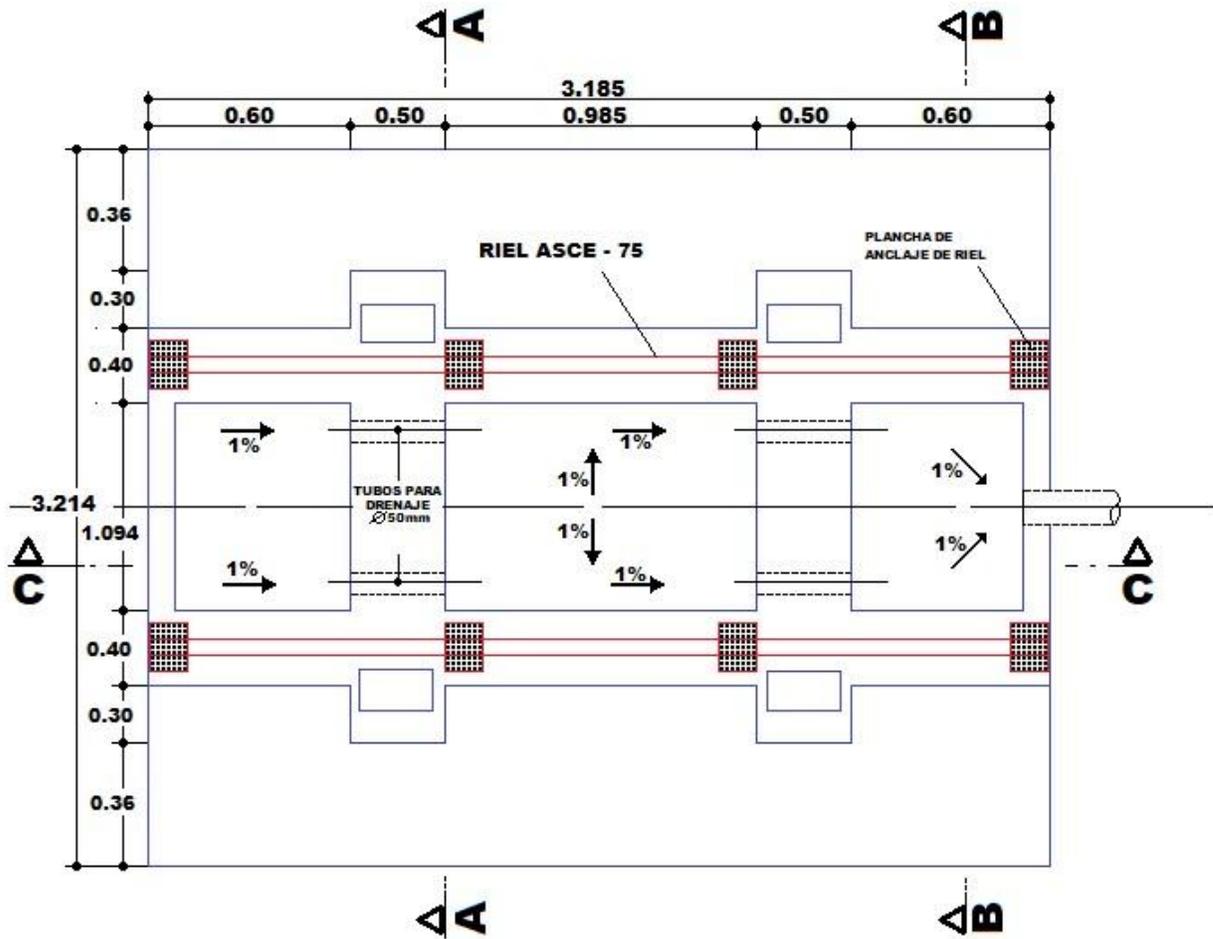
Vista lateral típica de un transformador de potencia 115/34,5 kV – 36 MVA



BRIDAS - MEDIDAS DE ACOPLAMIENTO

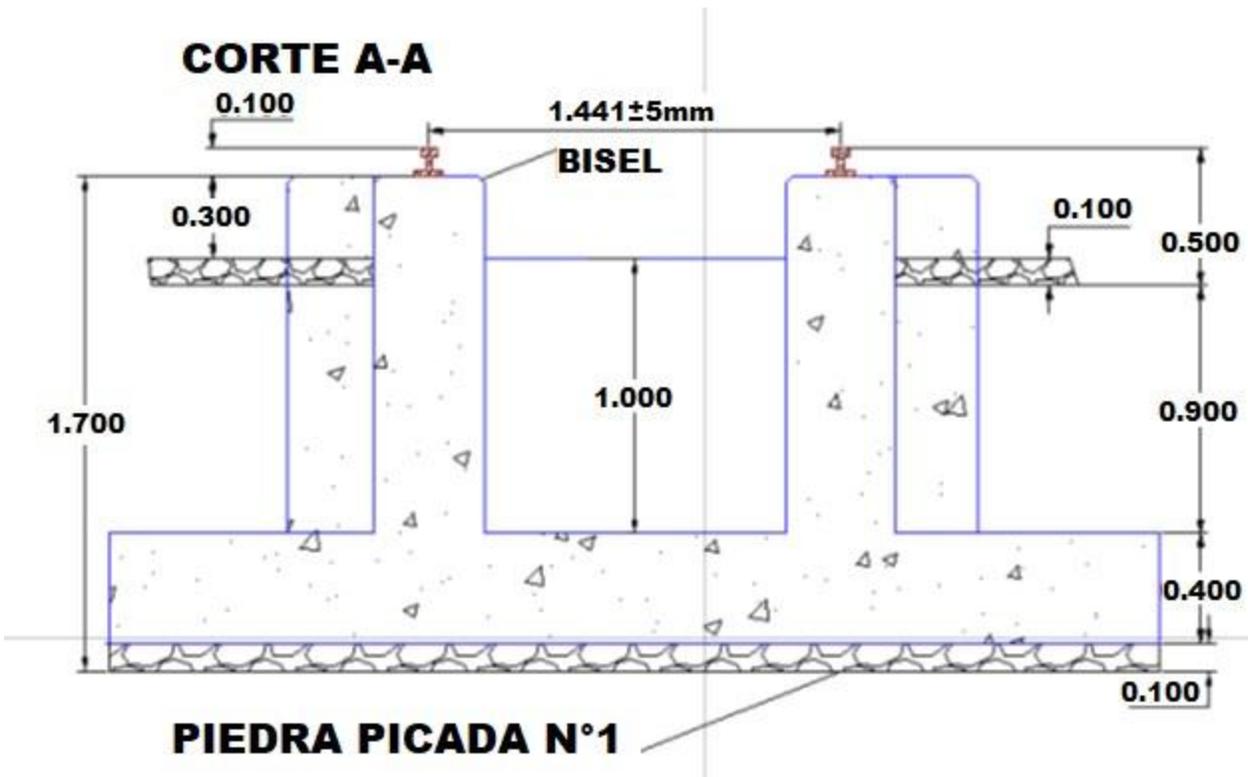
## Anexo 6

Vista de planta de la fundación del transformador de potencia



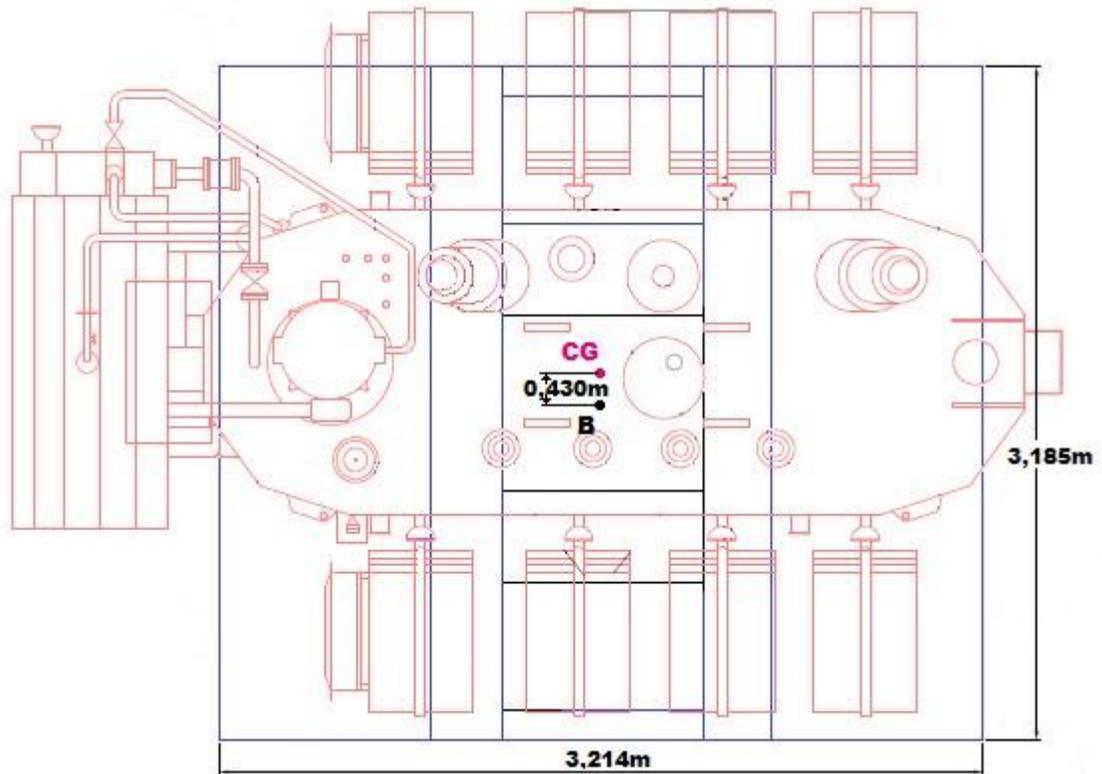
## Anexo 7

Corte A-A de la fundación del transformador de potencia



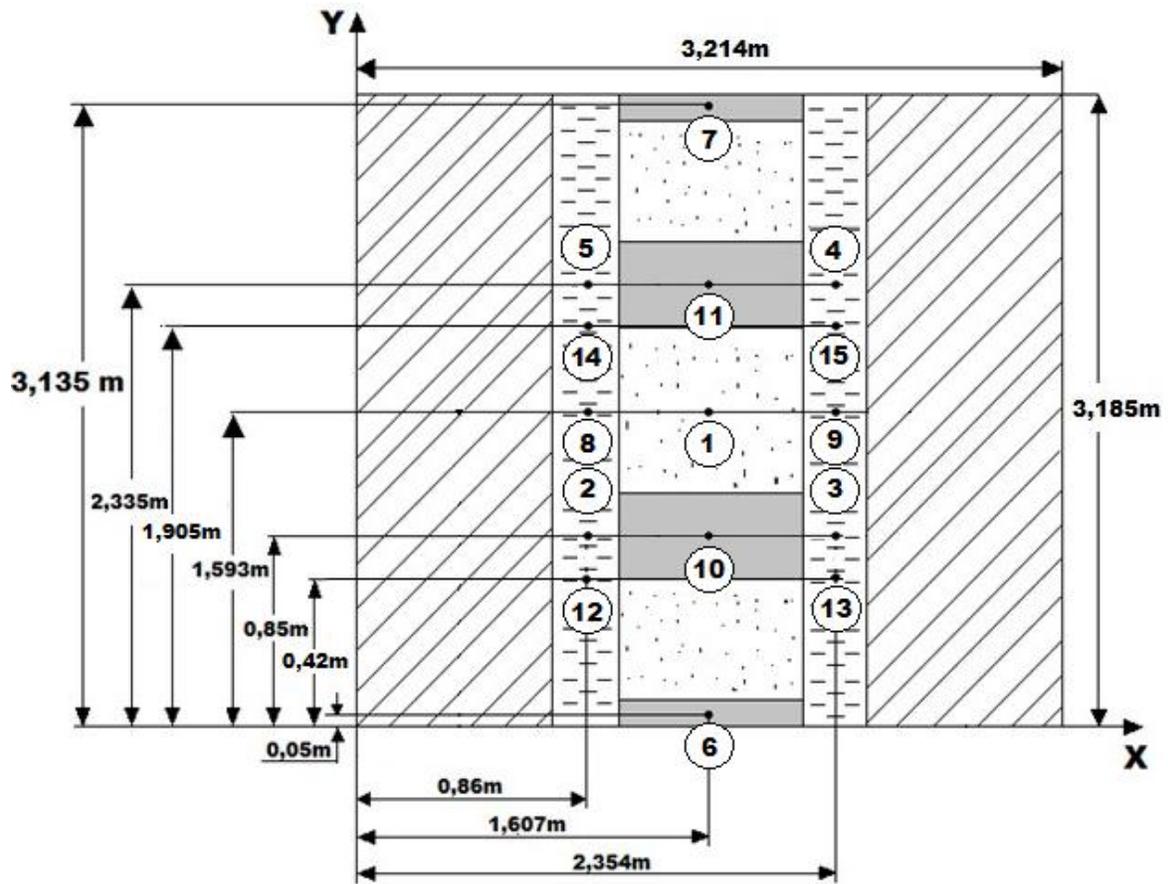
## Anexo 7.1

## Disposición del transformador sobre la fundación



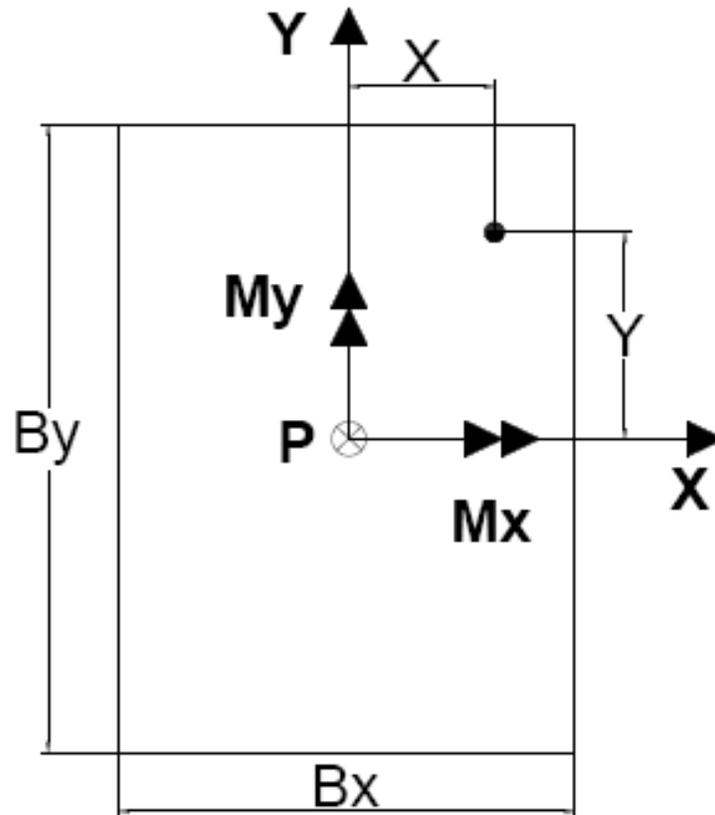
## Anexo 7.2

Identificación de los elementos de la fundación y ruedas del transformador



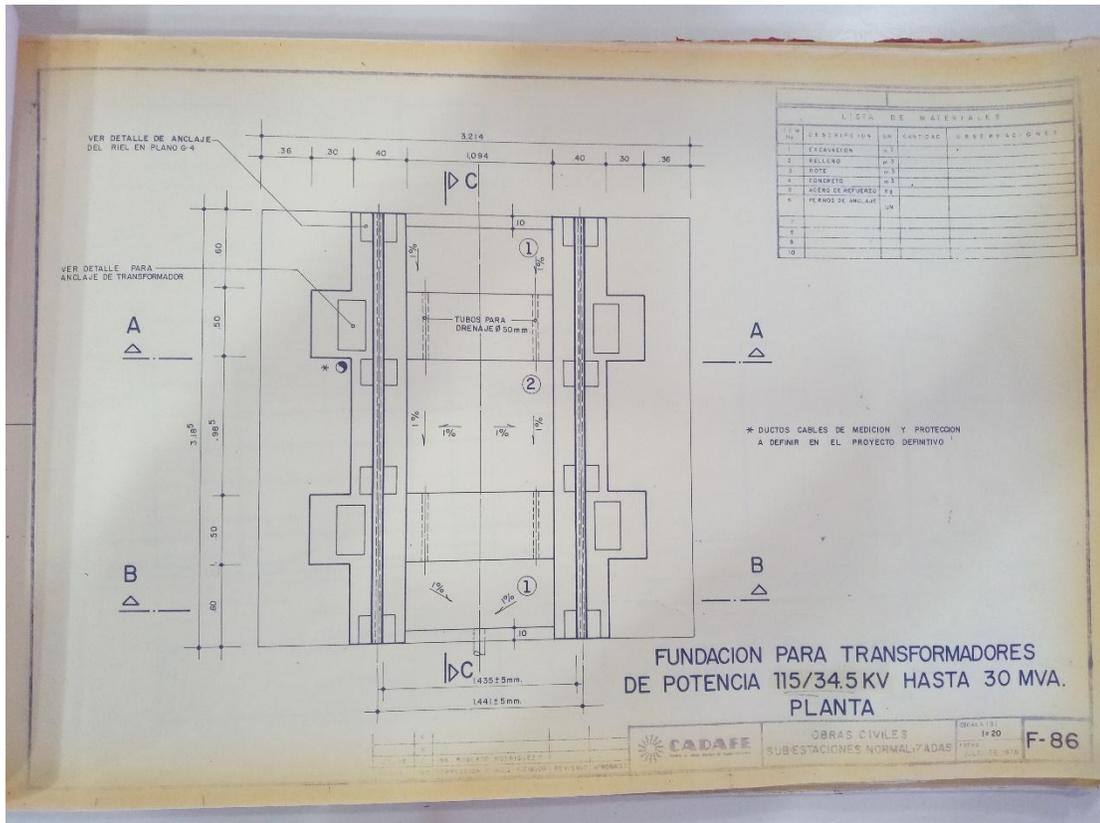
## Anexo 7.3

*Planta de una fundación sometida a carga vertical y momentos*



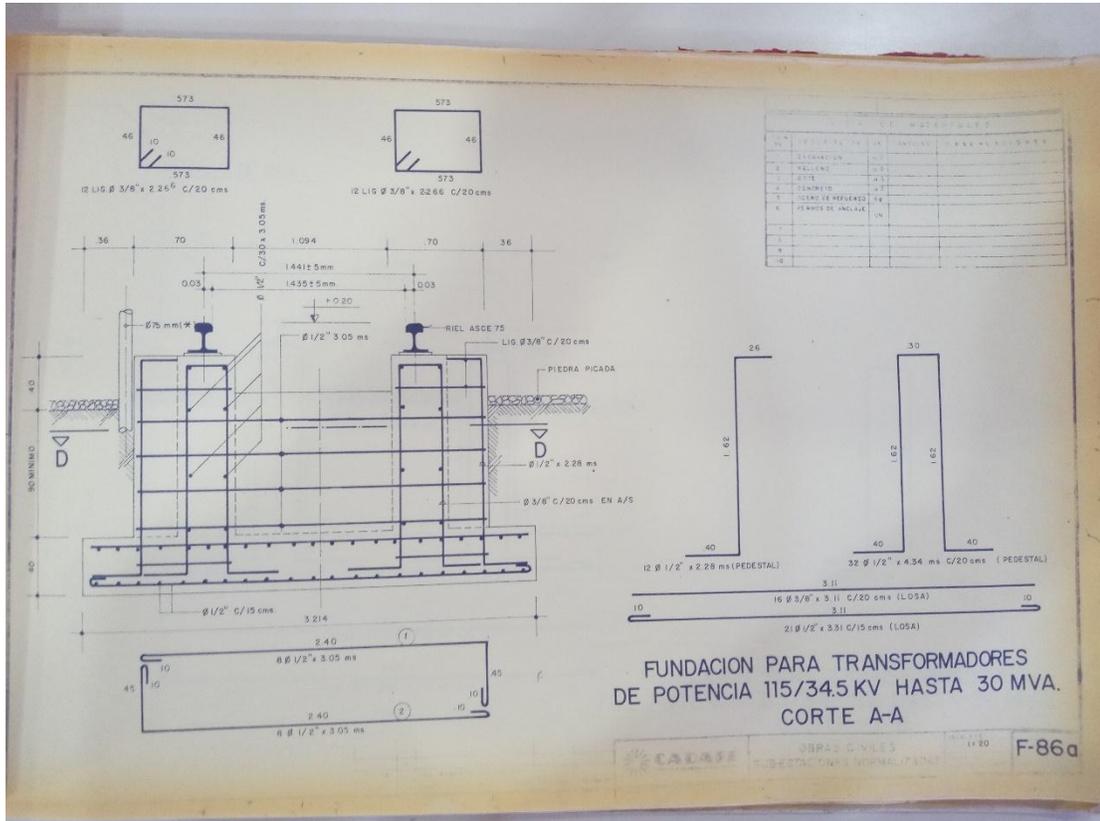
Anexo 8

Plano de planta de la fundación actual



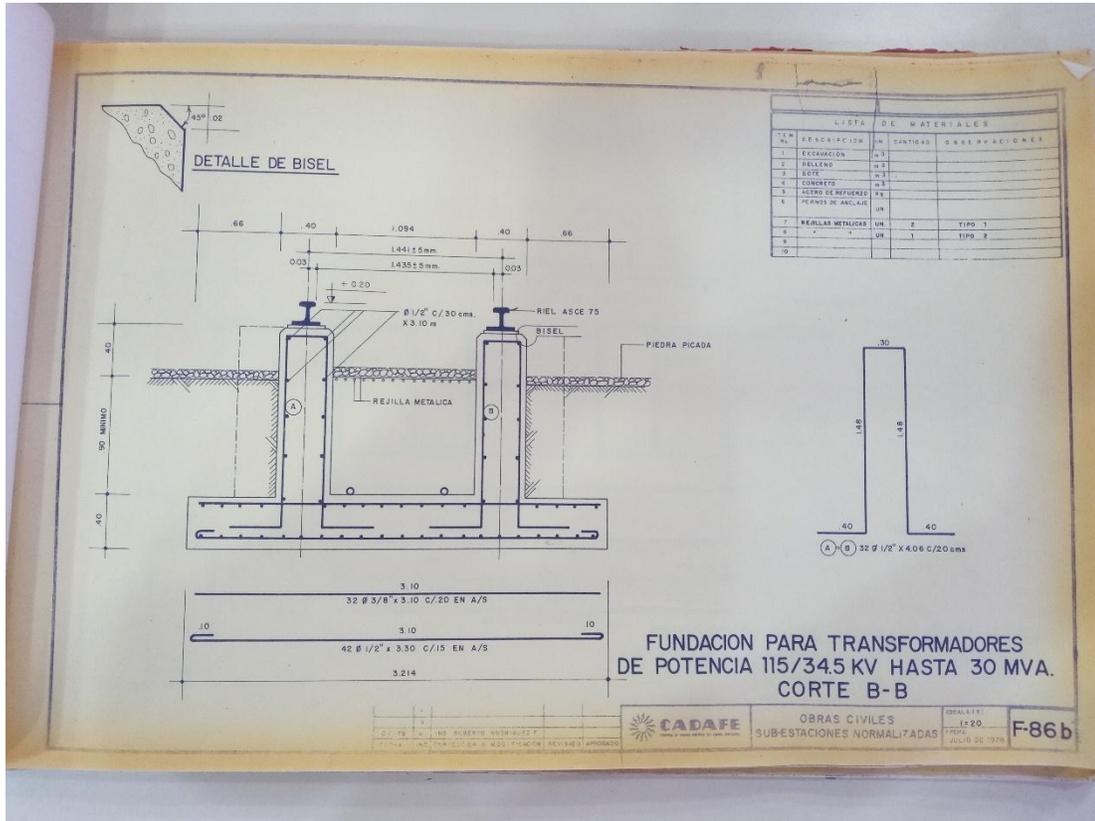
Anexo 8.1

Corte A-A de la fundación actual



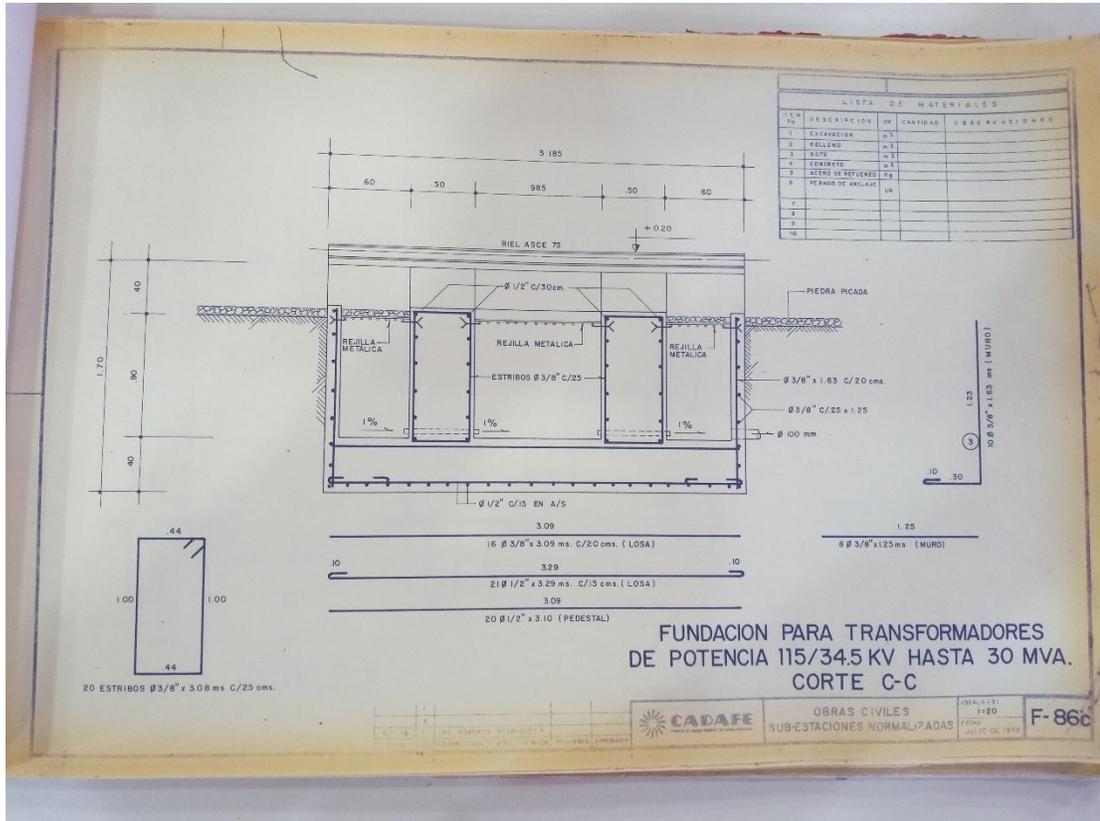
Anexo 8.2

Corte B-B de la fundación actual



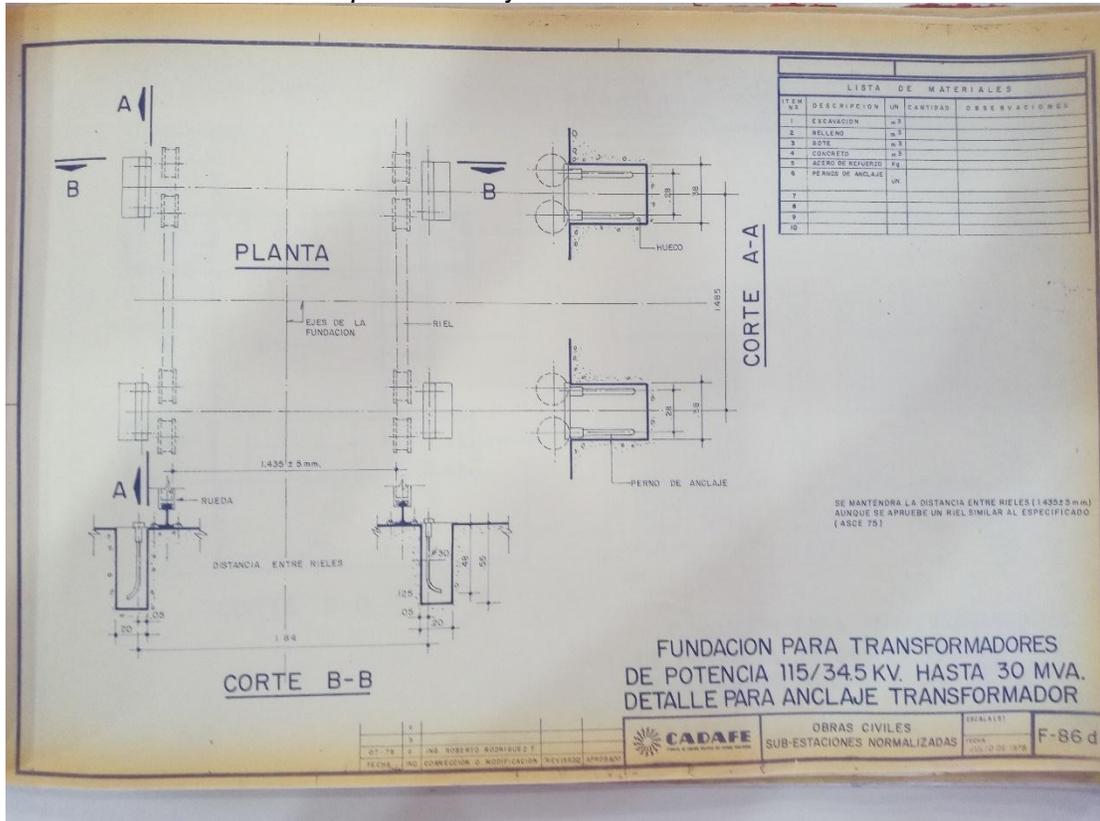
Anexo 8.3

Corte C-C de la fundación actual



Anexo 8.4

Detalle para anclaje de la fundación actual

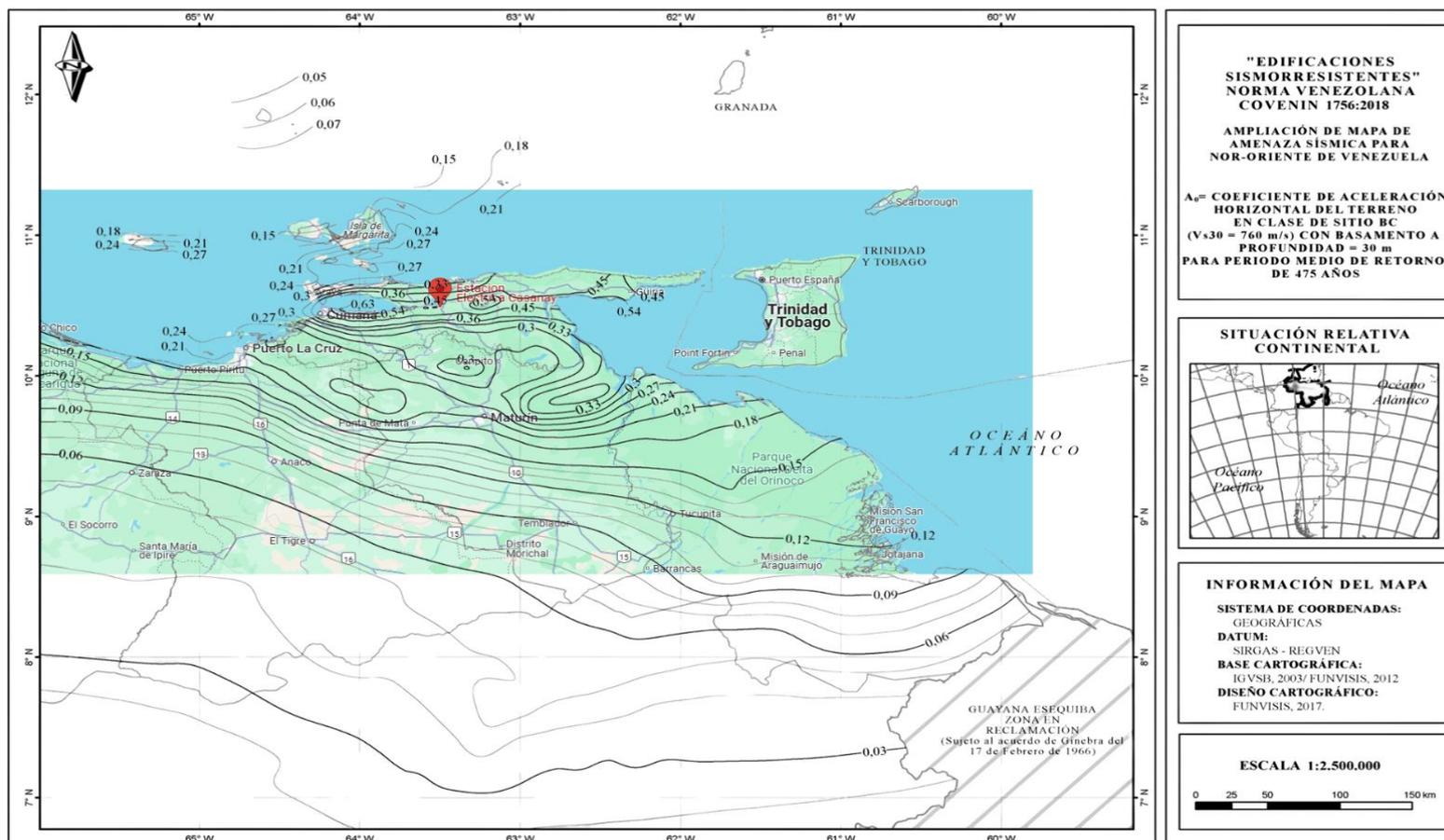






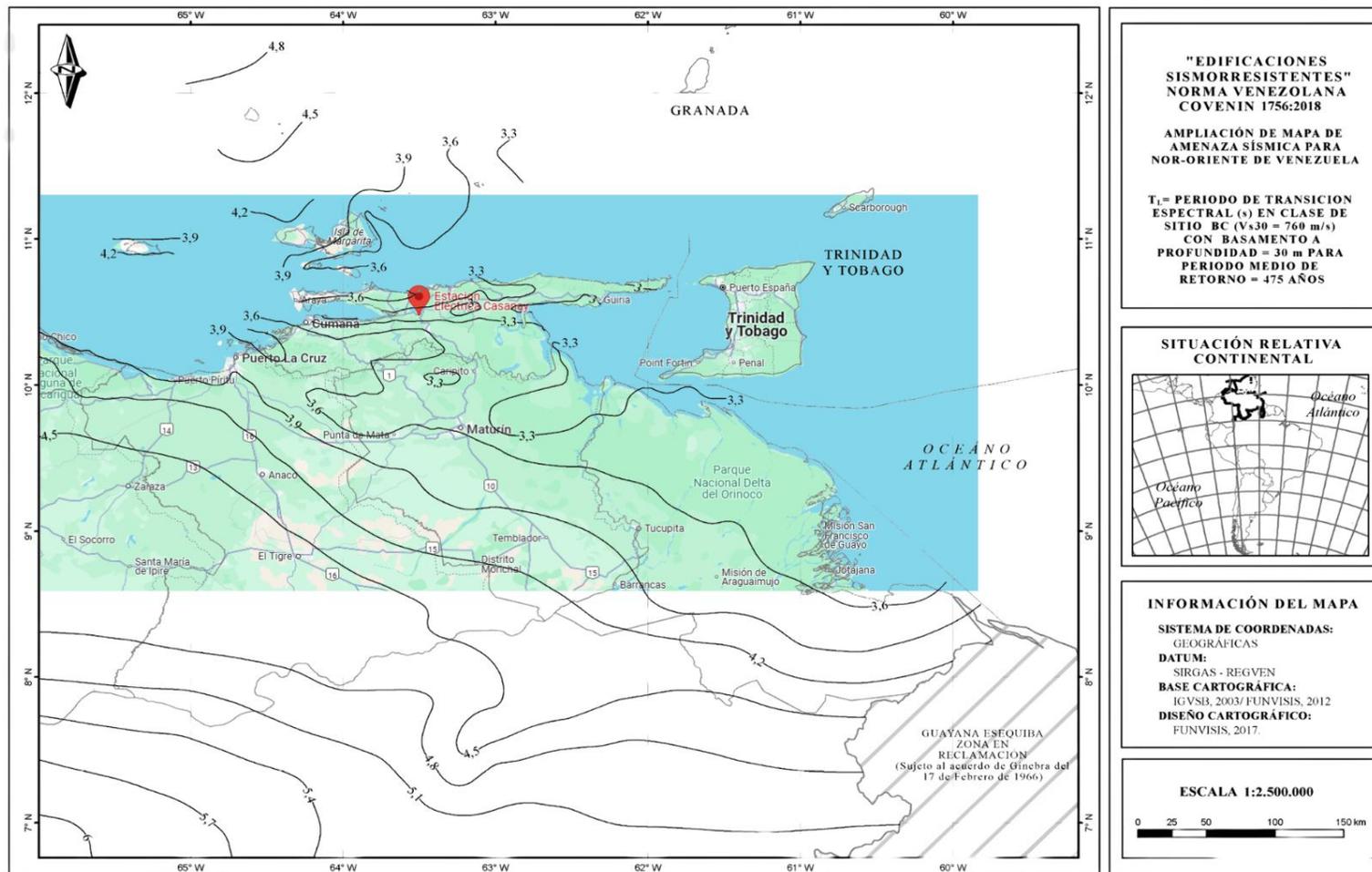
## Anexo 9.2

### Ubicación se zona sísmica para $A_0$



### Anexo 9.3

#### Ubicación se zona sísmica para $T_L$



Anexo 10



Anexo 11



Anexo 12



Anexo 13



Anexo 14



Anexo 15



Anexo 16



**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y  
ASCENSO:**

<b>TITULO</b>	Evaluación estructural de una fundación existente, norma covenin 1753-2006 para un transformador de potencia 115/34,5 kv de 36 mva en la subestación Casanay-edo. Sucre. año 2024
<b>SUBTITULO</b>	

**AUTOR:**

<b>APELLIDOS Y NOMBRES</b>	<b>CODIGO CVLAC / E-MAIL</b>
Ramírez S., Isabel E.	<b>ORCID:</b> <b>E- MAIL:</b> isabel.esperanza510@gmail.com

**PALABRAS O FRASES CLAVES:**

subestación
zapata combinada
encamisado

## METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

AREA	SUB AREA
Escuela de ingeniería y Ciencias aplicadas	Ingeniería civil

### RESUMEN (ABSTRACT):

La evaluación de la fundación existente para el transformador de 20 MVA en Casanay, estado Sucre, Venezuela, se realizó con el objetivo de determinar su capacidad para soportar un nuevo transformador de 36 MVA. Este cambio implica un aumento significativo en el peso del equipo, lo que requiere un análisis del comportamiento estructural y del suelo.

#### **Comportamiento Estructural de la Fundación (Evaluación Superficial)**

Debido a la falta de equipo especializado, la evaluación de la capacidad de carga se realizó de forma superficial. Esto significa que:

- **Capacidad de carga:** Se realizó una inspección visual de la fundación para identificar posibles signos de deterioro. No se pudo determinar con precisión la resistencia del concreto ni del acero de refuerzo. Sin embargo, se realizó una evaluación de las dimensiones de la fundación para estimar la capacidad portante.

- **Asentamiento:** Se analizó el potencial de asentamiento basado en la geometría de la fundación y la información disponible sobre el suelo. Se recomienda realizar estudios más detallados para una evaluación precisa.

**Comportamiento del Suelo:** El comportamiento del suelo es un factor crítico. La evaluación geotécnica incluyó:

- **Capacidad portante:** Se utilizó un estudio de suelo existente, diseñado para evaluar las propiedades mecánicas de un suelo cohesivo, con énfasis en su resistencia a la compresión, para estimar la capacidad portante.

- **Asentamiento del suelo:** Se estimó el asentamiento del suelo bajo la carga del transformador, considerando la compresibilidad del suelo y el nivel freático.

#### **Evaluación Sismo Resistente (Normas COVENIN)**

Se evaluó la resistencia sísmica de la fundación según las normas COVENIN, considerando:

- La amenaza sísmica en Casanay.
- La respuesta sísmica del suelo.
- El diseño o verificación de la fundación para resistir fuerzas sísmicas, según las normas COVENIN 1756

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y  
ASCENSO:**

<b>APELLIDO Y NOMBRE</b>	<b>ROL / CODIGO CVLAC / E-MAIL</b>				
CARREÑO, NARCISO	<b>ROL</b>	<b>CA</b>	<b>AS</b>	<b>TU</b>	<b>JU</b>
	<b>E-MAIL</b>	narfraudo@gmail.com			
	<b>ORCID</b>				
CARREÑO, ARTURO	<b>ROL</b>	<b>CA</b>	<b>AS</b>	<b>TU</b>	<b>JU</b>
	<b>E-MAIL</b>	arturoac185@gmail.com			
	<b>ORCID</b>				
MORENO, JESÚS	<b>ROL</b>	<b>CA</b>	<b>AS</b>	<b>TU</b>	<b>JU</b>
	<b>E-MAIL</b>	Jmoreno80.anz@gmail.com			
	<b>ORCID</b>				

**FECHA DE DISCUSION Y APROBACION:**

<b>AÑO</b>	<b>MES</b>	<b>DIA</b>
2025	JULIO	09

**LENGUAJE: SPA**

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y  
ASCENSO:**

**ARCHIVO (S):**

<b>NOMBRE DEL ARCHIVO</b>	<b>TIPO MIME</b>
NAZTTG_RSIE2025	Application/ms.word

**CARACTERES EN LOS NOMBRES DE LOS ARCHIVOS:**

**ALCANCE:**

**ESPACIAL:** inespacial (OPCIONAL)

**TEMPORAL:** intemporal (OPCIONAL)

**TITULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:**

Ingeniero civil.

**NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:**

Pregrado.

**AREA DE ESTUDIO:**

Departamento de ingeniería civil.

**INSTITUCION:**

Universidad de Oriente/Núcleo de Anzoátegui

# METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:



UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
CONSEJO UNIVERSITARIO  
RECTORADO

CUN°0975

Cumandá, 04 AGO 2009

Ciudadano  
**Prof. JESÚS MARTÍNEZ YÉPEZ**  
Vicerrector Académico  
Universidad de Oriente  
Su Despacho

Estimado Profesor Martínez:

Cumplo en notificarle que el Consejo Universitario, en Reunión Ordinaria celebrada en Centro de Convenciones de Cantaura, los días 28 y 29 de julio de 2009, conoció el punto de agenda **"SOLICITUD DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICAR TODA LA PRODUCCIÓN INTELECTUAL DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UDO, SEGÚN VRAC N° 696/2009"**.

Leído el oficio SIBI - 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.

La publicación que hago a usted a los fines consiguientes.



Cordialmente,

JUAN A. BOLANOS CUMBELE  
Secretario



C.C: Rectora, Vicerrectora Administrativa, Decanos de los Núcleos, Coordinador General de Administración, Director de Personal, Dirección de Finanzas, Dirección de Presupuesto, Contraloría Interna, Consultoría Jurídica, Director de Bibliotecas, Dirección de Publicaciones, Dirección de Computación, Coordinación de Telesinformática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YOC/manija

Apartado Correos 094 / Teléf: 4008042 - 4008044 / 8008045 Telefax: 4008043 / Cumandá - Venezuela

## **METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y**

**ASCENSO:**

**DERECHOS**

**De acuerdo al artículo 41 del reglamento de trabajos de grado (Vigente a partir del II Semestre 2009, según comunicación CU-034.2009)**

“Los Trabajos de Grado son de exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y solo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del consejo de núcleo respectivo, quien lo participara al Consejo Universitario, para su autorización”.

---

**Isabel Esperanza Ramírez Sánchez**

**AUTORA**

---

**Prof. Narciso Carreño**

**Tutor Académico**

---

**Prof. Arturo Carreño**

**Jurado Principal**

---

**Prof. Jesús Moreno**

**Jurado Principal**

---

**Prof. Anna Álvarez**

**Coordinador de la comisión**

**POR LA COMISION DE TRABAJO DE GRADO**