



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO



FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
"ACATLAN"



CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN UNA
SUBESTACION ELECTRICA

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ROBERTO RODARTE MARTINEZ

ASESOR ING. FRANCISCO ANZURES ROSAS

JUNIO DE 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

A MIS AMADOS PADRES.

ROBERTO RODARTE UNZUETA.

Gracias por sus consejos, qué por mi ignorancia a veces no Entendía, gracias por tu rectitud y respeto que me enseñaste A entregar y te pido perdón, por no darte la satisfacción De entregarte este libro en tus manos, pero donde quieras que Te encuentres gracias. En tu memoria **PADRE.**

ROSAURA MARTINEZ ALVARADO.

Al ser mas hermoso que me dio la vida, gracias por tu amor, Por tu esfuerzo, por la paciencia, por el apoyo en los momentos Mas difíciles de mi vida, gracias **DE DOY MADRE.**

A MIS HIJOS:

**Roberto Jaciel Rodarte
Abner Jair Rodarte**

Con todo mi amor por ser la luz que abrió el camino del esfuerzo Diario y la motivación para seguir adelante.... Para Uds. dos Gracias por existir.

A MI HERMANA:

Dulce Ma . del Carmen Rodarte Martinez.

Por tantas experiencias vividas, alegrías y una pena grande Por la falta del padre, gracias por el apoyo incondicional Y consejos para guiar mi camino y el de mis hijos;

GRACIAS HERMANA.

Autonizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Roberto Rodarte

MARTINEZ

FECHA: 04/06/04/

CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN UNA SUBESTACIÓN ELÉCTRICA

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 1 LOCALIZACIÓN DE SITIOS

- 1.1** Introducción.
- 1.2** Criterios generales para la selección de sitios.
- 1.3** Principales actividades.
- 1.4** Problemática.

CAPÍTULO 2 SUBESTACION ELÉCTRICA

- 2.1** Introducción.
- 2.2** Subestación eléctrica.
- 2.3** Condiciones del subsuelo y recomendaciones para la cimentación de las estructuras y equipo en general.
- 2.4** Mecánica de suelos de la subestación San Martín Potencia.
- 2.5** Distribución de presiones debajo de una zapata aislada.
- 2.6** Diseño de cimentación.

CAPÍTULO 3 ESTRUCTURAS MAYORES Y MENORES

- 3.1** Introducción.
- 3.2** Análisis y diseño de cimentaciones para estructuras menores y mayores en una subestación.
 - 3.2.1** Asentamientos.
- 3.3** Diseño de cimentación.

CAPÍTULO 4 CIMENTACION DE AUTOTRANSFORMADOR TRIFASICO O MONOFASICO

- 4.1** Introducción.
- 4.2** Principales características constructivas del auto transformador.
- 4.3** Instalación del auto transformador.
 - 4.3.1** Muros o Mamparas.

CAPÍTULO 5 CASETA DE CONTROL

- 5.1** Introducción.
- 5.2** Características para el diseño.
 - 5.2.1** Identificación de Condiciones de Carga.
 - 5.2.2** Combinaciones y Factores de Carga.
- 5.3** Cimentación.
 - 5.3.1** Cimentaciones Superficiales.
- 5.4** Diseño de cimentaciones.

CONCLUSIONES.

BIBLIOGRAFIA.

Introducción.

La Comisión Federal de Electricidad (CFE) fue creada por decreto presidencial por el General Lázaro Cárdenas del Río en 1937, con un solo objetivo: *la satisfacción de las necesidades eléctricas de todo el país asegurando el suministro eléctrico a la población e industrias.*

La nacionalización de la energía eléctrica, consumada por el Presidente Adolfo López Mateos, fue un proceso de negociación, concertación, voluntad política y factor indispensable para asegurar el control nacional de esta rama estratégica.

Desde entonces, ha sido compromiso del Estado mantener y consolidar a la industria eléctrica como base fundamental del desarrollo nacional. Esta tarea es ardua, por lo que su desarrollo debe ser dinámico e integrado al crecimiento económico del país para mejorar el aprovechamiento de los recursos tanto naturales como humanos a través de una infraestructura sana para este fin. Los obreros, técnicos y directivos de la industria eléctrica basadas en el aprovechamiento y transformación de nuestros recursos naturales han aportado imaginación, capacidad e inventiva en la construcción de grandes obras que operan a base de combustibles, primarios como son la energía potencial del agua y los combustibles fósiles (carbón, gas y petróleo), los cuales han representado uno de los mayores logros de un país busca el crecimiento y la modernidad.

Gracias a la energía eléctrica la sociedad ha llegado mas fácilmente a su actual desarrollo material y a la multiplicación de las fuerzas pues mediante el aprovechamiento de los energéticos se han mejorado, el transporte, las comunicaciones, la industria y la posibilidad que existe de hacer grandes obras, utilizando corriente alterna.

La electricidad puede ser transportada a grandes distancias pero requiere ser transformada para utilizarla en diversas formas a costos muy competitivos. Para el desarrollo que requiere México será necesario un sistema vigoroso que de funcionalidad a la infraestructura creada con un presupuesto flexible.

LOCALIZACION DE SITIOS.

En el proceso de localización de sitios para instalar una Subestación Eléctrica se involucran varios departamentos de la CFE por medio de una matriz de responsabilidad que tiene cada uno de ellos para un proceso de selección, en esta matriz se establece la adecuada coordinación en la selección del sitio, así como la entrega oportuna y confiable de los proyectos de inversión financiada.

Los Proyectos de Inversión Financiada son aquellas Obras que están programadas en paquete pueden ser Líneas de Transmisión y Subestaciones pueden ser de llave en mano en la cual la CFE da equipo ò Ingeniería a la empresa ganadora del concurso ò puede ser financiada la cual la CFE pagara por avance de obra por medio de bancos nacionales ò internacionales ya que esta deuda será pagada en un tiempo determinado y por obro publica la cual CFE construirá toda la obra con sus propios recursos.

En la matriz de responsabilidad se analizarán Gerencias, Coordinaciones y Subdirecciones de las cuales se puede decir que las más importantes son;

1. La Subdirección de Desarrollo de Proyectos de Inversión Financiada.
2. Subgerencia de Afectaciones.
3. Gerencia de Protección Ambiental.
4. Coordinación de Proyectos de Transmisión y Transformación.

Los criterios para La Selección del Sitio es la búsqueda de terrenos planos en su mayoría lejos de lomeríos para no forzar las llegadas de las líneas de transmisión así mismo no se tomaran en cuenta terrenos muy blandos, donde no se encuentren sembradíos de alto costo otro parámetro sería que se encuentre lejos de edificaciones y poblaciones por ultimo el estudio sobre la capacidad instalada nos dará un sitio mas idóneo para la construcción de la subestación por lo tanto para la localización de este sitio se realiza lo siguiente.

Sobre un plano geográfico con tamaño adecuado se trazará cierta cuadrícula para obtener datos estadísticos sobre la capacidad instalada asociada con él numero de transformadores de distribución repartidos en cierta área determinada sumando las potencias en KVA(Kilovat-ampers). de todos ellos este análisis se efectúa cada año. Con este estudio se localiza el centro de carga para conocer el margen de crecimiento de la zona, prever las necesidades de

esta, tener la capacidad de transformación de energía que requiere la subestación y así prevenir el crecimiento de esta ó proponer la construcción de una nueva, ya que de esto depende el buen suministro de la energía a los usuarios planeando las actividades necesarias para que el presupuesto de la construcción este asegurado mucho antes de que se realice la obra.

Localizado el terreno, se procede a la obtención de los datos climatológicos del sitio como son temperatura máxima y mínima, velocidades de viento, altura máxima a nivel del mar, nivel de sismo, nivel pluviométrico, nivel de contaminación y humedad relativa.

SUBESTACION ELECTRICA.

La demanda de grandes cantidades de energía eléctrica y la necesidad de una mayor continuidad en el suministro eléctrico originó la interconexión de los sistemas cercanos con aquellas mas retiradas, de tal manera que los sistemas se fueron extendiendo gradualmente hasta cubrir el país con una enorme red eléctrica conjuntada con las centrales generadoras y con las líneas de transmisión y de distribución dan lugar a lo que actualmente se le conoce como Sistema Eléctrico.

En el país, al tener áreas muy extensas entre las estaciones generadoras pues están muy separadas de los centros de consumo, resultan necesarios los centros de transformación que usualmente se conocen como Subestaciones Eléctricas.

En el a futuro próximo no se vislumbran cambios notables en los procesos para generación transformación, transmisión y distribución de la energía eléctrica, por lo tanto se seguirán aplicando por los métodos hasta hora conocidos (incluyendo plantas núcleo eléctricas).

Por lo tanto es necesario tener claro los conceptos relacionados con el diseño de las subestaciones eléctricas ya que intervienen diversos elementos y criterios que se tienen que seguir como son las normas y recomendaciones, tener esta claridad de conceptos permitirá y/o adoptar soluciones alternativas que satisfagan mejor algunas condiciones económicas y permitan también la toma de decisiones mejor fundamentadas sobre las características relevantes del equipo que se instalará en la subestación.

En una subestación eléctrica el buen funcionamiento depende del punto medio de las terracerías y el equipo que se va a instalar pues que la protección que se les da a los equipos

es por medio de la obra civil y consiste en estructuras tales como canales para avenidas de agua y obras de protección contra socavaciones, hundimientos etc.

A partir del estudio de mecánica de suelos se establecen los criterios necesarios para la elección de cimentaciones superficiales necesarias para la instalación de los equipos para brindar la protección a estas.

ESTRUCTURAS MAYORES Y MENORES.

En las estructuras mayores y menores se garantiza la estabilidad para conducir la energía eléctrica por medio de la elección de una buena cimentación y con un buen diseño de las estructuras que estas soportaran los cables y equipos que ayudan a conducir la energía por toda la subestación y que la lleven a hasta el auto transformador.

AUTOTRANSFORMADOR TRIFASICO O MONOFASICO.

El auto transformador se emplea para la medición y protección de la subestación ya que su función es variar la tensión a valores que permita controlar el voltaje a valores que resulten adecuados en los instrumentos de medición o de protección. Este dispositivo cambia la tensión de una subestación de baja a alta ó de alta a baja con valores de 230 k v a 400 k v ò viceversa.

Para su diseño del auto transformador depende del estudio de la mecánica de suelos y de la plataforma de la subestación ya que en su localización se puede localizar el corte o relleno así entonces sus características de diseño cambia, es muy importante que no se tenga asentamientos diferenciales ya que se puede ir de lado por el peso que tiene este aparato.

CASETA DE CONTROL.

En lo que respecta a la caseta de control su función es albergar a los distintos dispositivos es el control de los aparatos instalados en la subestación ya que esta sea automatizada ó normalizada. Por lo anterior esta edificación debe ser segura en su estructura así como en la cimentación la cual puede ser de zapatas corridas o una losa de cimentación según lo que indique el estudio de mecánica de suelos.

Capítulo 1

LOCALIZACIÓN DE SITIOS

1.1 Introducción

Entre las múltiples actividades que tiene la Comisión Federal de Electricidad (CFE) está la construcción de Subestaciones Eléctricas mismas que deben ser más funcionales al menor costo posible y con un mínimo impacto ambiental. Dentro de la infraestructura de la CFE se encuentra la Subdirección de Construcción que a través de la Coordinación de Proyectos de Transmisión y Transformación (CPTT) da a conocer a las áreas de Proyectos de Construcción los principales criterios para el estudio y evaluación de la selección de sitios para las subestaciones. Es difícil incluir todos los criterios utilizados ya que son muy diferentes, dependiendo de la potencia de la subestación que puede ser de 400 kV, 230 kV ó 115 kV.

El estudio de evaluación de opciones y selección del sitio para la construcción de una subestación en un lugar estratégico es de primordial importancia pues debe permitir una mejor funcionalidad, gran flexibilidad en su futuro desarrollo y una economía muy considerable de las líneas que la conectarán.

1.2 Criterios generales para la selección de sitios.

Comisión Federal de Electricidad por medio de la Dirección de Proyectos de Inversión Financiada tiene una matriz de responsabilidad para el proceso de selección de sitios, esta matriz permite una adecuada coordinación de la selección del sitio para la entrega oportuna y confiable de los proyectos de inversión financiada. (Ver tabla 1) En la tabla 1 se observan todas las Coordinaciones, Gerencias y Subgerencias participantes mismas que son:

Siglas	Nombre
SDPIF	Subdirección de Desarrollo de Proyectos de Inversión Financiada.
GPPEE	Gerencia de Proyectos de Productores Externos de Energía
CPT	Coordinación de Proyectos Termoeléctricos.
GE	Gerencia de Energéticos.
GEIC	Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil.
GPA	Gerencia de Protección Ambiental.
GEPI	Gerencia de Evaluación y Programación de Inversiones.
CPTT	Coordinación de Proyectos de Transmisión y Transformación.
GPSE	Gerencia de Programación de Sistemas Eléctricos.
SA	Subgerencia de Afectaciones.
SSS	Subgerencia de Selección de Sitios.

Tabla 1 Coordinaciones y Gerencias involucradas en la Selección de Sitios.

Cada Gerencia ,Coordinación ò Subgerencia tiene una norma o matriz que esta actualizada y certificada por NORMEX en virtud que cumple y mantiene las exigencias de la norma ISO-9002:1994/NMX-CC-004: 1195, para garantizar el proceso de localización del Sitio de una Subestación Eléctrica así como los conocimientos de todos los involucrados en el desarrollo de la matriz. Dentro del marco de la planificación de los Proyectos de Inversión Financiada.

La concertación de las actividades entre las áreas responsables, así como la aplicación de la norma de procedimientos y programas con el objeto de quedar facultados para la adecuada coordinación del programa de obra y su financiamiento para dar inicio en el proyecto con la oportunidad, calidad, confiabilidad en la selección del sitio, este programa se lleva un control de inicio y terminación de las obras, al mismo tiempo controla el financiamiento de las obras por realizarse (**Programa de Obras de Inversión del Sistema Eléctrico (POISE)**) y obtiene la propiedad, los derechos y permisos necesarios para el desarrollo de los proyectos de Comisión Federal de Electricidad.

En la responsabilidades de cada matriz están involucradas entre si todas las Gerencias, Coordinaciones y Subgerencias por lo tanto no se verán todas, únicamente las correspondientes a la Subdirección de Desarrollo de Proyectos de Inversión Financiada, Subgerencia de Afectaciones, Gerencia de Protección Ambiental y la Coordinación de Proyectos de Transmisión y Transformación.

1). - Matriz de Responsabilidades de Desarrollo de Proyectos de Inversión Financiada.

- a) Autoriza el inicio oportuno del proceso de selección del sitio para cada nuevo proyecto de central de generación eléctrica o de una ampliación relacionada con el **POISE**.
- b) Autorizar los presupuestos y recursos necesarios para realizar el estudio técnico, socioeconómico y ambiental de la selección de sitios para cada proyecto en proceso de licitación.
- c) Autoriza los estudios de la selección de sitios para centrales termoeléctricas y la adquisición oportuna del predio, derecho de vía y trámites inherentes.
- d) Apoyar a las dependencias internas participantes, con los estudios que deban realizar en todas las etapas del proceso de selección de sitios.
- e) Coordina la intervención de la SA, CPT, CPTT, GE, GEPI, GPA, GPSE para el proceso de la selección sitios de proyectos termoeléctricos.
- f) Informa oportunamente al director de CFE cuando sea requerido.
- g) Presenta a la Dirección de Proyectos de Inversión Financiada (DPIF) el dictamen y el informe final de los sitios definitivos y opcionales.

2). -Matriz de Responsabilidad de la Gerencia de Protección Ambiental.

- a) Realiza la Evaluación Ambiental de los sitios del proyecto y sus costos, durante el proceso de identificación de los sitios candidatos.
- b) Elabora y aplica criterios para evaluar los impactos ambientales dentro del proceso a identificar de los sitios candidatos.
- c) Verificar que en el proceso de selección de sitios de proyectos termoeléctricos se incorporen la evaluación de los costos ambientales.
- d) Da asesoramiento a las entidades que intervienen en la selección, de sitios en los aspectos ambientales, durante dicho proceso selectivo para los distintos proyectos requeridos.
- e) Lleva a cabo la revisión y seguimiento tanto de los aspectos técnicos como del cumplimiento oportuno de los programas y estudios de Protección Ambiental que se realicen durante el proceso de selección de sitios para los proyectos termoeléctrico de subestaciones y de líneas de transmisión.

- f) Revisa los términos de referencia para la contratación de los estudios ambientales requeridos en el proceso de selección de sitios para proyectos de CFE.
- g) Proporciona información y asesoría para evitar la selección de sitios sobre zonas protegidas, regiones sujetas a ordenamientos territoriales y zonas de bienes patrimoniales culturales.
- h) Tramitar y obtener, en su oportunidad, la autorización de la Manifestación de Impacto Ambiental (MIA) y proporcionar copias a la SSS.

3). - Matriz de Responsabilidad de la Coordinación de Proyectos de Transmisión y Transformación.

- a) Define las trayectorias preliminares de las líneas de transmisión para cada sitio y los derechos de vía correspondientes en conjunto con la SSS.
- b) Asegura que en el sitio las salidas de las líneas de transmisión se encuentren libres de problemas.
- c) Adquiere el predio de la subestación eléctrica y los derechos de vía para las líneas de transmisión.
- d) Desarrolla la Manifestación de Impacto Ambiental (MIA) y la obtención de la resolución del Impacto Ambiental que es responsabilidad de la GPA.
- e) Programa el presupuesto de las obras para la terminación oportuna de las subestaciones.
- f) Evalúa el tipo de torre de transmisión para cada caso.

4). -Matriz de Responsabilidad la Subgerencia de Afectaciones:

- a) Gestionar una vez que las Subdirecciones, Gerencias y/o Coordinaciones proporcionen la documentación requerida, la determinación de la SECODAM respecto al régimen jurídico en que se encuentra el predio que se utilizará para el proyecto en cuestión.
- b) Obtiene el acuerdo del Comité de Enajenación de Bienes Inmuebles de CFE, por medio de la cual se autoriza la enajenación al Producto Externo de Energía, fuera de licitación pública del predio para el proyecto.
- c) Gestiona el oficio del Director General de CFE, para que se autorice la enajenación del predio para el proyecto.
- d) Girar oficio de instrucciones al Notario Público para que de acuerdo en la forma de pago que hayan elegido las partes, e intervengan en la escrituración de la compraventa del sitio.

- e) Revisa el proyecto de escritura y coordinar lo necesario para la firma de las partes.
- f) Proporcionar el apoyo y asesoría a selección de sitio para gestionar ante la Comisión de Avalúos de Bienes Nacionales, los avalúos para la adquisición de los predios para el proyecto y derechos de vía para las obras accesorias.
- g) Proporcionar el apoyo y asesoría a los abogados de las Residencias Generales de Construcción para gestionar ante la Comisión de Avalúos de Bienes Nacionales, para liberar los avalúos y proceder al proyecto y derechos de vía para las obras accesorias.
- h) Apoya a la SDPIF y a las Gerencias y Subgerencias en la revisión oportuna de los expedientes de la compra con los documentos necesarios para la adquisición y pago de los predios para el proyecto y los derechos de vía para las obras accesorias.

Localización.

La localización del sitio para la construcción de una subestación se deriva de un estudio de planeación, a partir del cual se le ubica con la mayor aproximación posible al el centro de carga de una región en que se requiere el suministro de energía eléctrica.

Un método seguro que se utiliza para localizar una subestación es el siguiente:

1. Sobre plano geográfico de tamaño adecuado (1.20 X 0.60 cm.) se traza a escala una cuadrícula que puede ser de 0.5x 0.5 km. Se obtienen datos estadísticos de la capacidad instalada, contando el número de transformadores de distribución repartidos en el área y sumando las potencias en kVA de todos ellos. Lo anterior se efectúa cada año, de forma que se detecta la velocidad de crecimiento (en la zona geográficamente estudiada) de la demanda eléctrica en kVA, y que permite hacer pronósticos positivos para cinco y diez años.
2. Obtenida la localización del centro de carga, que es obtenida por la suma de la capacidad instalada tomando en cuenta el numero de transformadores y conociendo la velocidad de crecimiento, comparando la capacidad actual de la subestación con la capacidad instalada se esta previniendo las ampliaciones futuras, se determina la superficie necesaria de acuerdo a normas establecidas por CFE para la instalación de la subestación. Posteriormente se procede a la localización de un terreno con el área igual o mayor a la requerida dependiendo de la tensión y cuidando que esté lo más próximo posible al centro de carga del área. Una vez localizado el terreno, y antes de adquirirlo se debe efectuar un estudio asegurar que existan las mínimas dificultades en la llegada de los circuitos de

alimentación a la subestación. La alimentación podrá efectuarse por medio de líneas aéreas o bien, si no es posible su tendido, por medio de cables subterráneos de alta tensión.

3. Localizado el terreno, se procede a la obtención de los datos climatológicos del sitio.

1. Temperatura máxima y mínima.
2. Velocidades máximas del viento.
3. Altura sobre el nivel del mar.
4. Nivel isoceráunico.(medida de tormenta eléctrica)
5. Nivel sísmico.
6. Nivel pluviométrico.
7. Nivel de contaminación y tipo de contaminante
8. Humedad relativa.

Capacidad.

Uno de los parámetros más importantes para la selección del sitio de una subestación eléctrica es la capacidad de la carga en kVA en la que se consideran el incremento en la carga debido a futuras ampliaciones. Estas cargas se distribuirán por medio de líneas de transmisión, apoyadas en la infraestructura de la subestación.

Terreno.

La adquisición del terreno que cubre las necesidades del proyecto en función de la ubicación del centro de carga, facilita la construcción de la subestación eléctrica así como utilizar la menor longitud posible de las líneas a conectar. En este mismo concepto de adquisición, la topografía del terreno debe ser tal que de lugar a un mínimo movimiento de tierras y no considerar terrenos con rocas aparentes, terrenos de alto costo o con evidentes problemas de indemnización. La que si debe tener es facilidad de acceso y que se encuentre cerca de la infraestructura municipal.

Ubicación.

La ubicación de una subestación eléctrica tiene características muy importantes, tal vez hasta opuestas por las condiciones que requiere. Estas condiciones pueden ser flexibles de manera que se pueda dar el servicio a la población y a la industria sin perjudicar a estas mismas. Dicha ubicación debe ser razonablemente distante de asentamientos humanos disminuyendo así el impacto ambiental a zona residenciales o industriales, pero se tiene también que proteger a la

subestación de los contaminantes, por lo se debe tanto evitar zonas de actividad industrial, marina o agrícola (quema de caña). De ser obligada su instalación en estos sitios se considerará la construcción de una subestación tipo compactada aislada en gas SF-6.

Para evitar daños ecológicos se debe alejar la subestación de bosques, selvas, huertos y siembras de alto costo, etc. En las ciudades turísticas el impacto visual debe ser acorde a las características de la zona en que se construirá la subestación y por último cumplir con todas las leyes, reglamentos y recomendaciones de la Secretaria de Desarrollo Urbano y Ecología en materia de Protección Ambiental, así como de los demás organismos públicos federales, estatales y municipales.

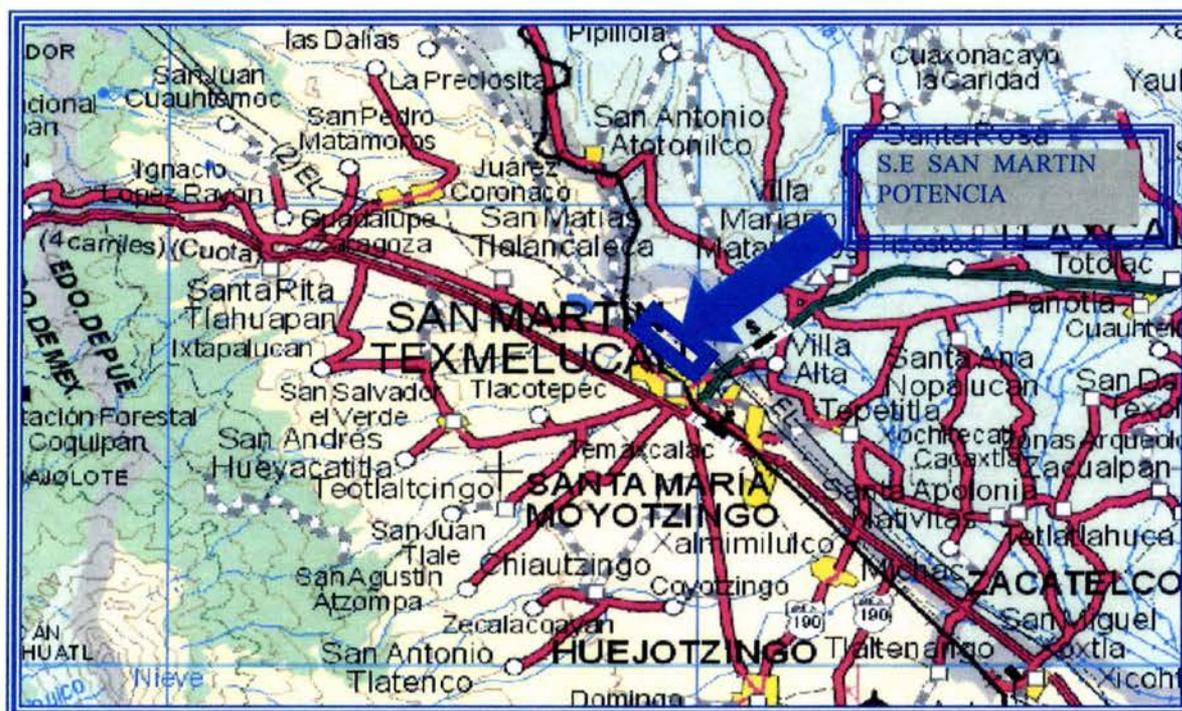


Ilustración 1 Localización del Sitio de la Subestacion San Martin Potencia.

1.3 Principales actividades.

Las actividades que conducen a un procedimiento lógico para la realización del estudio de evaluación y selección del sitio para una subestación eléctrica son:

Actividades de Gabinete.

Los datos de entrada para el diseño de una subestación eléctrica son los siguientes:

1. Cortes Topográficos del INEGI.

2. Posición física de las instalaciones eléctricas en operación y de las posibles futuras.
3. Objetivo de la subestación y centro de carga.
4. Tipo de arreglo eléctrico.
5. Ubicación de zonas industriales, habitacionales y turísticas.
6. Ubicación de vialidades, aeropuertos, presas, etc.
7. Ubicación de Áreas naturales protegidas, selvas, bosques, huertas, sembradíos de alto valor, etc.
8. Ubicación de Zonas anegadizas.
9. Ubicación de Vientos dominantes y algunos datos meteorológicos.

En el gabinete se realizan los arreglos eléctricos preliminares y se define su posición física coordinada con todas las líneas de transmisión programadas en esta actividad. Sobre el plano del INEGI se trazan las alternativas de llegada de las líneas de transmisión, tomando como base la información obtenida y con la que se elaborará un plano de localización general que incluya la topografía del predio que se pretende adquirir. Al aprobar dicho plano se distribuye a todas las áreas que intervienen en la operación, construcción, en los proyectos de adquisición del predio del plano y por último se tramita ante la Gerencia de Desarrollo Social la adquisición del terreno sujeto a régimen ejidal o comunal, previo convenio de los afectados con la Residencia General de LT y SE.

Estas actividades no siguen una secuencia ordenada, ya que , algunas se llevan a cabo antes del reconocimiento terrestre y otras después, De acuerdo con las necesidades y con la programación de las fechas de entrada en operación ,de dichos proyectos así como las características indicadas en el Programa de Obras e Inversiones del Sector Eléctrico (POISE) y con base en éste, se efectúa un presupuesto general para toda la República Mexicana para la construcción de subestaciones eléctricas y de líneas de transmisión.

Actividades de Campo.

En esta actividad se modifica el plano general de trabajo obtenido en gabinete al registrar r todo cambio encontrado en campo que no se observe en gabinete, por ejemplo, nuevas obras de infraestructura y asentamientos humanos e industriales, análisis de la infraestructura municipal para ver si cuenta con rutas de acceso, alcantarillado, drenaje, agua potable etc.

Involucra un reconocimiento terrestre en forma detallada de todas las opciones consideradas y de las que surjan como factibles. Durante esta fase del estudio y de ser posible se realizará un reconocimiento aéreo de las opciones ya afinadas después del recorrido terrestre.

El siguiente paso consiste en las opciones y sugerencias relativas a las opciones de sitio por parte de las diversas áreas de operación y construcción de CFE, así como de las de los organismos federales, estatales y municipales. Al mismo tiempo se hace una investigación somera sobre el régimen de propiedad y las opciones de adquisición de los predios, así mismo se hará una evaluación preliminar de todas las opciones que se tienen en ese momento y por último se efectúa el levantamiento topográfico de los sitios más probables y/o definitivos.

Evaluación y Selección del Sitio.

La selección del sitio se hará tomando en cuenta un estudio técnico – económico y ecológico de todos los sitios propuestos, tomando en cuenta todas las variables ya mencionadas asignándoles un orden de prioridad.

Adquisición del Terreno Seleccionado.

Esta actividad administrativa es el seguimiento de la adquisición del terreno seleccionado mediante el departamento legal y el notario este procedimiento esta a cargo de las Residencias Generales de LT y SE. Y de la Gerencia de Desarrollo Social, iniciándose inmediatamente después de la definición del sitio.

1.4 Problemática.

El problema más común que se presenta es la falta de conocimiento de la funcionalidad de una subestación. Dada la importancia que tiene el análisis técnico y el valor de la obra es necesario que lo realice personal calificado, auxiliados por personal de operación de la CFE y no delegar funciones ni responsabilidades a personal ajeno a la operación en estas Áreas locales.

Otra problemática consiste en la topografía del terreno la que la mayoría parte de las veces es entregada incompleta, ya que se realiza únicamente en el terreno seleccionado y generalmente no se tiene idea del contorno fuera del terreno lo idea seria tener 100mts fuera del contorno de la subestación, para analizar si tenemos infraestructura municipal ò si tenemos canales de riego, accesos pavimentados, terracerías etc.

Capítulo 2 SUBESTACIÓN ELÉCTRICA

2.1 Introducción.

Las primeras estaciones generadoras construidas en nuestro país, únicamente se utilizaban para suministrar energía eléctrica a la zona o región en donde quedaban situadas; es decir, funcionaban como unidades separadas para formar sistemas aislados. El crecimiento del sector Eléctrico originado por las poblaciones de estando implementadas para satisfacer las necesidades de una población e industria crecientes obligados a establecer una conexión entre ellas. Por lo tanto la demanda de grandes bloques de potencia y la mayor continuidad en el servicio del suministro eléctrico originó la interconexión de los sistemas cercanos. De esta forma, los sistemas mediante su interconexión fueron extendiéndose gradualmente, hasta cubrir el país con una enorme red eléctrica que actualmente se conoce con el nombre de Sistema Eléctrico Nacional.

Al contar el país con una superficie muy extensa las distancias que separan las estaciones generadoras de los centros de consumo son enormes, por lo que para cumplir con las condiciones que intervienen en el proceso generación- consumo de energía eléctrica, son necesarios los centros de transformación que usualmente se conocen como Subestación Eléctrica.

En un futuro próximo no se vislumbran cambios notables en la forma convencional de generación, transformación, transmisión y distribución de la energía eléctrica, lo que quiere decir que se seguirá generando por métodos conocidos (incluyendo plantas nucleoelectricas) y que existirán subestaciones eléctricas tal como las conocidas actualmente, quizás con algunas variantes constructivas en los equipos principalmente.

La transmisión y la distribución de energía eléctrica no sufrirán cambios sustanciales, por lo que se puede decir que en principio los aspectos relacionados con el diseño serán más o menos convencionales. Es necesario tener claros los conceptos relacionados con el diseño de las subestaciones eléctricas ya que intervienen tantos elementos y criterios que existe la posibilidad de diseñar de acuerdo con ciertas normas y recomendaciones sin tener la claridad de conceptos que permitan adoptar soluciones alternativas, que satisfagan mejor algunas condiciones técnicas alternativas o económicas y tomar decisiones mejor fundamentadas sobre las características relevantes del equipo a emplear.

Lo anterior conduce a la necesidad de contar con una buena referencia que permita tener los elementos necesarios para el diseño de subestaciones eléctricas, desde un punto de vista práctico tal que al Ingeniero en ejercicio le sirva como un auxilio directo y confiable.

2.2 Subestación eléctrica.

La utilización práctica de la energía eléctrica fue posible gracias al uso de un aparato eléctrico designado como *Transformador*. La función de este aparato es la de elevar o reducir la tensión eléctrica, propiedad de la energía eléctrica que permite transportar grandes cantidades de ella, con calibres mínimos de conductores, lo que se traduce en una reducción de costos.

Este factor es muy importante considerando que los centros de consumo están siempre alejados de los de producción. El conjunto de equipo eléctrico y el transformador da como resultado una *Subestación Eléctrica*, por lo que su definición será la siguiente: ***Es un conjunto de dispositivos eléctricos que forman parte de un sistema eléctrico de potencia, sus funciones principales son: transforma tensiones y derivar circuitos de potencia.***

Tipos de Subestaciones Eléctricas:

1. *Subestaciones de las Plantas Generadoras o Centrales Eléctricas.*- Se encuentran adyacentes a toda central eléctrica o planta generadora de electricidad para modificar los parámetros de potencia de la Electricidad producida por las generadoras y de esta forma permitir la transmisión de energía en alta tensión a través de líneas de transmisión. En la transmisión de energía se puede mencionar que las generadora pueden suministrar la potencia con distintos valores, pero dependiendo el volumen de carga y la distancia a recorrer, se transmitirá en tensiones de 69, 85, 115, 138, 230 ó 400 kv. En algunos países se emplean tensiones de transmisión de 765, 800 y hasta 1700 kv en corriente alterna (C.A).
2. *Subestaciones Receptoras Primarias.*- Son alimentadas directamente de las líneas de transmisión y reducen la tensión a valores menores para la alimentación de los sistemas de subtransmisión o a las redes de transmisión por ejemplo una transmisión de 115 kv de tensión se reducirá a 69 y eventualmente a 34.5, 13.2, 6.9 ó 4.16 kV.
3. *Subestaciones Receptoras Secundarias.*- Son por lo general alimentadas de las redes de subtransmisión y suministran energía a las redes de distribución en tensiones comprendidas entre 34.5 y 6.9 kV.

4. *Subestaciones tipo Intemperie.*- Se construyen en terrenos expuestos a la intemperie y requieren de un diseño particular con aparatos y máquinas capaces de soportar el funcionamiento bajo condiciones atmosféricas (lluvia, viento, nieve e inclemencias atmosféricas), por lo general se adoptan en los sistemas de alta tensión.
5. *Subestaciones tipo Interior.*- Los aparatos y máquinas que se utilizan están diseñadas para operar en interior, actualmente son pocas las subestaciones que se diseñan de este modo.
6. *Subestaciones tipo Blindado.*- Los aparatos y máquinas se encuentran muy protegidos y el espacio necesario es muy reducido en comparación a las construcciones de subestaciones convencionales, por lo general se utilizan en interiores de fábricas, hospitales, auditorios, edificios y centros comerciales que requieren de poco espacio para estas instalaciones.

Arreglos Usuales de las Subestaciones Eléctricas.

En la determinación del arreglo más conveniente para la subestación eléctrica intervienen varios factores, algunos de tipo eléctrico y otros de carácter físico ,que desde luego tienen que ver también con las características específicas de cada sistema eléctrico y de la función que realiza dicha subestación en el sistema, existen distintos tipos de arreglo que en general ofrecen ventajas y desventajas que deben ser analizadas para su correcta aplicación así como los niveles de contaminación que también son de gran desventaja para las subestaciones y se tiene que diseñar con esta variable.(tabla 2)

En cualquier caso, para la selección del arreglo más conveniente se deben tomar en consideración los siguientes factores.

- a) Confiabilidad de Servicio
- b) Flexibilidad de Operación
- c) Facilidad para dar Mantenimiento
- d) Economía
- e) Nivel de Contaminación (ver Tabla 2).

Nivel de Contaminación.	Área o Zona
Ligera	<ul style="list-style-type: none"> • Áreas sin industrias. • Zonas rurales sin quema de forraje o hierba. • Áreas que están situadas lejos del mar o a grandes altitudes sobre el nivel del mar y que no están expuestas a la brisa marina. • Áreas con baja densidad Industrial pero sujetas a vientos frecuentes y/o lluvias. • Zonas agrícolas con bajo uso de fertilizantes y plaguicidas o con uso moderado y lluvias frecuentes.
Media	<ul style="list-style-type: none"> • Áreas con Industrias que no producen humos contaminantes. • Áreas con Industrias pero que están expuestas a vientos frecuentes y/o lluvias. • Áreas expuestas a vientos marinos pero no demasiado cerca de las costas (por lo menos 1 Km de distancia de la costa). • Zonas con niebla ligera. • Zonas rurales con uso de fertilizantes y plaguicidas.
Alta	<ul style="list-style-type: none"> • Áreas con alta densidad Industrial. • Áreas cercanas al mar (menos de un Km. de la costa). • Zonas expuestas a la acción de los polvos de cemento, carbón, con lluvias ligeras, combinaciones de algunas características anteriores con niebla. • Zonas urbanas de alto índice de población con humos derivados del petróleo.
Extra Alta	<ul style="list-style-type: none"> • Áreas de extensiones moderadas sujetas a humos productos de procesos industriales de tipo contaminante. • Áreas de extensiones moderadas cercanas a las costas y expuestas a brisas marinas muy fuertes. • Áreas bajas de densidad de industria pero expuestas a brisas marinas.

Tabla 2 Zonas de Contaminación.

Capacidad de las Subestaciones Eléctricas de la Comisión Federal de Electricidad.

La capacidad de las subestaciones eléctricas de la Comisión Federal de Electricidad, que incluyen subestaciones en operación, en construcción y en proyecto, alcanzan los niveles de tensión son de 400, 230, 115, 85, 69, 34.5 y 13.8 kV. (Ver Tabla 3).

Dentro del Sistema Eléctrico Nacional existen subestaciones con 1 ó 2 bancos de transformación de las capacidades indicadas. El número de alimentadores varía según las necesidades de la subestación.

Tensiones De Transformación (kV)	Capacidad por Banco de Transformación (kV)	Tensiones de Transformación (kV)	Capacidad por Banco de Transformación (kV)
400/230	375	230/69	124.8
400/230	300	230/69	100
400/115	375	230/34.5	25
400/115	300	230/13.8	40
230/115	225	115/34.5	30
230/115	100	115/13.8	30
230/85	100	115/13.8	20

Tabla 3 Tensiones que se Manejan en una Subestacion.

Principales Elementos en una Subestación Eléctrica.

Es conveniente tener una idea de cual son los principales componentes de una subestación eléctrica así como las funciones que desempeñan dentro del sistema con el objeto de analizar con un criterio técnico adecuado las características más importantes para una posible ampliación.

Para aquéllas personas que se inician en el diseño de este tipo de instalaciones es útil saber las características que deben resaltar, para un equipo, aparato o parte de una instalación ya que se corre el riesgo de que por desconocimiento de algunos conceptos se incurra en errores de apreciación o de selección.

Los elementos de una subestación eléctrica tienen una función particular que desempeñar y cada uno es importante de acuerdo con la ubicación que guarda dentro de la instalación. Es necesario conocer con cierto detalle aquellos elementos que por la función que desempeñan resultan con mayor importancia.

- **Transformador.** Es la parte más importante de una subestación eléctrica porque su función es la de transferir la energía eléctrica de un circuito a otro, que es por lo general de diferente tensión. También es importante su costo ya que es el mas alto con relación a las otras partes de la instalación.

- **Autotransformador de Potencia.** Es una variante del transformador y su nombre se debe a que su función principal por variar es la tensión, o sea que permite reducir un voltaje de un valor que pueda ser muy alto a un valor utilizado por los instrumentos de medición o protección.(Ilustración 2).

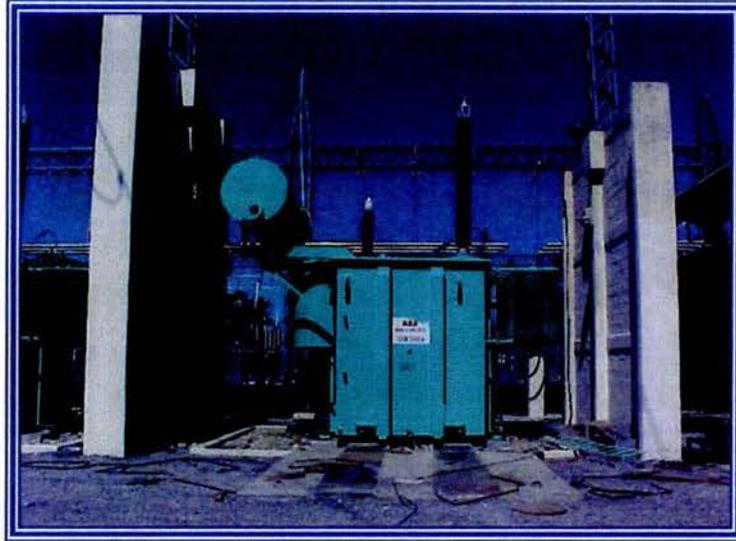


Ilustración 2 Autotransformador de Potencia.

- **Interruptor de Potencia.(Ilustración 3)** Son elementos cuya función es desconectar los circuitos bajo condiciones de corriente nominal, vacío o corto circuito, es decir con condiciones normales o anormales, su operación o ciclo de trabajo puede consistir en lo siguiente:
 - a) Desconexión normal.
 - b) Interrupción de corriente.
 - c) Cierre con corriente de falla.
 - d) Interrupción de corrientes capacitivas.
 - e) Interrupción de pequeñas corrientes inductivas.
 - f) Fallas de líneas cortas (falla kilométrica).
 - g) Oposición de fase durante las salidas del sistema.

- h) Recierre automáticos rápidos.
- i) Cambios súbitos de corriente durante la operación de maniobra.



Ilustración 3 Interruptor de Potencia.

- **Cuchillas.** Son dispositivos de maniobra capaces de interrumpir en forma visible la continuidad de un circuito, pueden ser maniobrables bajo tensión, pero en general sin corriente ya que poseen una capacidad interruptiva casi nula



Ilustración 4 Cuchillas.

- **Aislador Soporte. (Ilustración 5)** Los aisladores en las subestaciones eléctricas se emplean como elementos de montaje y sujeción de barras y conductores.

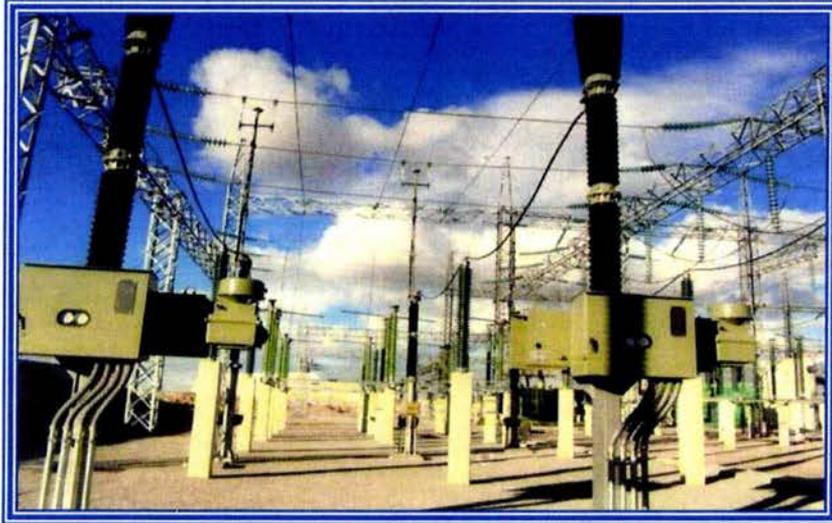


Ilustración 5 Aislador Soporte.

- **Apartarrayos. (Ilustración 6)** El apartarrayos ha constituido un avance revolucionario en la protección de sistema eléctrico de potencia, particularmente en 230 kv y tensiones superiores. El concepto de coordinación de aislamiento en las subestaciones eléctricas se ha estudiado básicamente sobre las bases de empleo del apartarrayos.

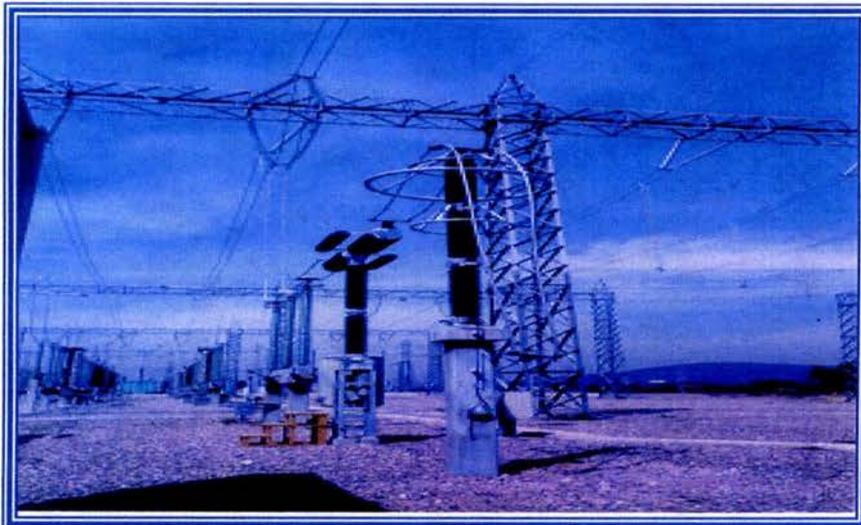


Ilustración 6 Apartarrayos.

- **Transformador de Corriente. (Ilustración 7)** Su función principal es transformar o cambiar un valor de corriente de un circuito a otro que permita la alineación de instrumentos y que por lo general es de 5 amperes, según normas, proporcionando el aislamiento necesario en la tensión, en la ilustración el aparato es el último de derecha a izquierda.



Ilustración 7 Transformador de Corriente.

- **Casetas de control (Ilustración 8).** Son las edificaciones donde se alojan las subestaciones Metal Clad, SF6, tableros de control, protección y medición, servicios propios, baterías, cargadores, carrier, oficinas, comedor, vestíbulo, bodega y sanitarios. (Ver Ilustración 8).



Ilustración 8 Caseta de Control.

La edificación de control de una subestación se lleva a cabo considerando el alcance de diseño de la obra civil y electromecánica. El alcance de la Ingeniería civil involucra los siguientes conceptos: TERRACERIAS, DRENAJES Y TRINCHERAS, ESTRUCTURAS MAYORES Y MENORES, AUTOTRANSFORMADOR Y CASETA DE CONTROL.

Se le da generalmente seguimiento por medio de especificaciones y descripciones de cada uno de los conceptos indicados en la tabla 4, así como los datos generales del proyecto, como es nombre de Subestacion él número de Obra, Identificador de Calidad, Tensión y Residencia de Construcción.

La Tabla 4 tiene aplicaciones cuando CFE edifica la obra por lo que, se realizarán los planos de cada unos de los conceptos que se mencionaron anteriormente.

A partir de los planos como los clasificados con los números 1, 2,3.....n de esta lista se puede iniciar el proyecto de obra civil, tomando en cuenta el arreglo electromecánico y siguiendo con las terracerias donde se van a edificar las cimentaciones de cada uno de los elementos indicado en el alcance de la obra.

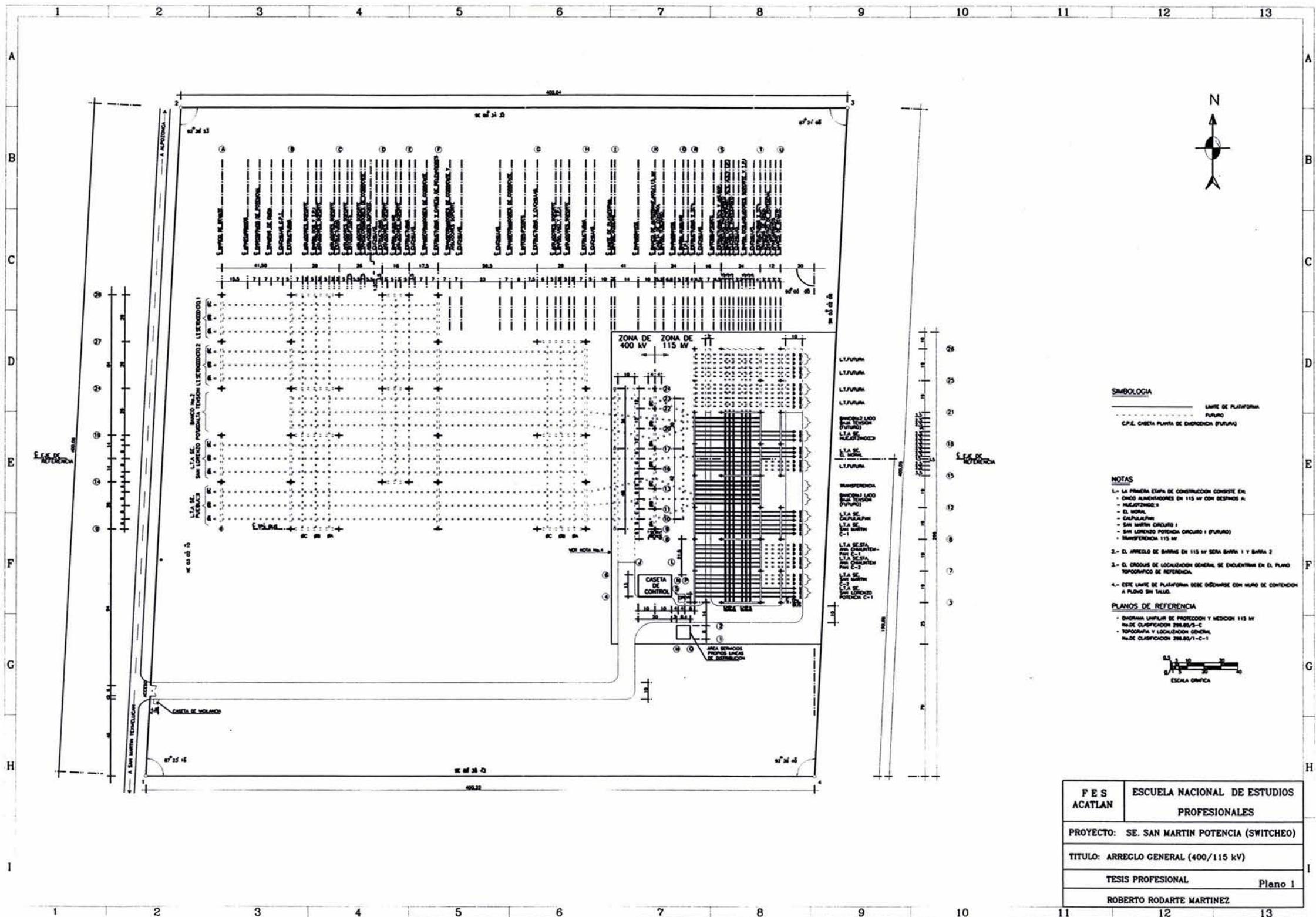
Cuando se desarrolla el proyecto a través de obra pública, el ganador tendrá que informar del alcance del diseño para que CFE realice la supervisión de la obra concepto por concepto.

**SUBESTACION: SAN MARTIN POTENCIA. No DE OBRA 665G1
IDENTIFICADOR DE CALIDAD NSA97337 TENSION: 115 KV
RESIDENCIA DE CONSTRUCCION CENTRO.**

PROYECTO CIVIL

No	DESCRIPCION
1	<p style="text-align: center;">TERRACERIAS -TERRACERIAS -BARDAS PERIMETRALES. -PUERTA PRINCIPAL. -AREAS JARDINADAS -CAMINOS DE ACCESOS INT Y EXT.</p>
2	<p style="text-align: center;">DRENAJES Y TRINCHERAS -DRENAJES Y TRINCHERAS (PLANTA). -REGISTRO PLUVIAL. -REGISTRO ELECTRICO. -TRINCHERAS.</p>
3	<p style="text-align: center;">ESTRUCTURAS MAYORES -ISOMETRICO. -EST MAY (TRABES.) -EST MAY (COLUMNAS) -PLANO DE MONTAJE -LOC DE CIMENTACIONES.</p>
4	ESTRUCTURAS MENORES
5	<p style="text-align: center;">CASETA DE CONTROL. -ARQUITECTONICO. -HIDROSANITARIO. -CISTERNA DE AGUA POTABLE -ESTRUCTURAL.</p>
6	<p style="text-align: center;">CASETA DE VIGILANCIA. -PLANTA CASETA DE VIGILANCIA.-HIDRO SANITARIO. -CISTERNA DE AGUA POTABLE</p>
7	PLANO GENERAL DE CIM.

Tabla 4 Control para la Obra Civil.



SIMBOLOGIA

— LIMITE DE PLATAFORMA FUTURO
 - - - - - C.P.E. CASITA PLANTA DE EMERGENCIA (FUTURO)

NOTAS

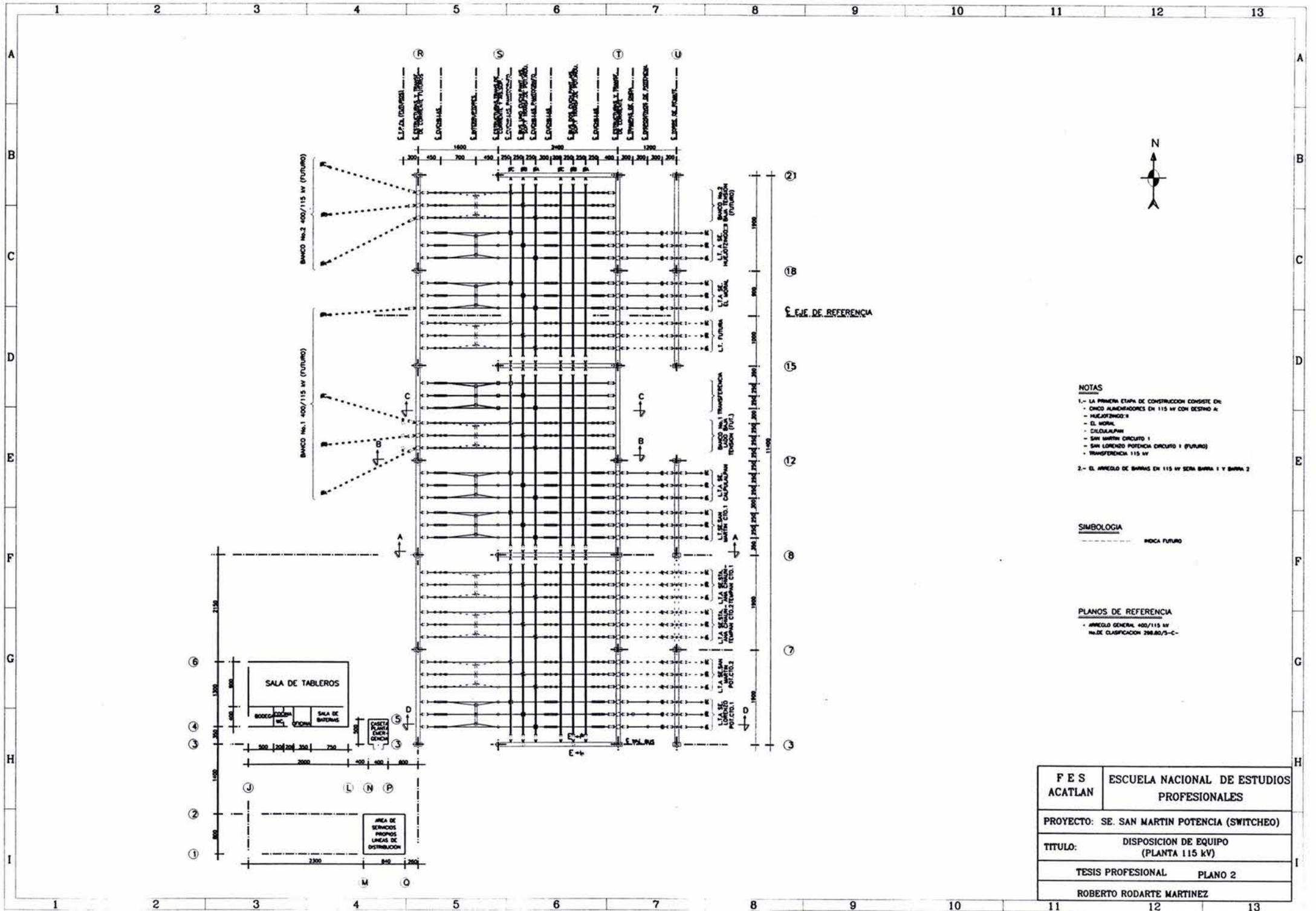
- LA PRIMERA ETAPA DE CONSTRUCCION CONSISTE EN:
 - ONDOS ALIMENTACIONES EN 115 KV CON DESTINOS A:
 - EL MORA
 - CAPULALPHI
 - SAN MARTIN CIRCUITO I
 - SAN LORENZO POTENCIA OROURO I (FUTURO)
 - TRANSFERENCIA 115 KV
- EL ARREGLO DE BARRAS EN 115 KV SERA BARRA 1 Y BARRA 2
- EL CROQUIS DE LOCALIZACION GENERAL SE ENCUENTRA EN EL PLANO TOPOGRAFICO DE REFERENCIA
- ESTE LIMITE DE PLATAFORMA DEBE DISEÑARSE CON MARGEN DE CONTINGENCIA A PLANO SIN TALLER.

PLANOS DE REFERENCIA

- DIAGRAMA UNIFILAR DE PROTECCION Y MEDICION 115 KV
- PLANO DE CLASIFICACION 298.86/5-C
- TOPOGRAFIA Y LOCALIZACION GENERAL
- PLANO DE CLASIFICACION 298.86/1-C-1



F E S ACATLAN	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
PROYECTO: SE. SAN MARTIN POTENCIA (SWITCHEO)	
TITULO: ARREGLO GENERAL (400/115 kv)	
TESIS PROFESIONAL	Plano 1
ROBERTO RODARTE MARTINEZ	



NOTAS

- 1.- LA PRIMERA ETAPA DE CONSTRUCCION CONSISTE EN:
 - CINCO ALIMENTADORES EN 115 KV CON DESTINO A:
 - EL NORTE
 - CILCOALPAIN
 - SAN MARTIN CIRCUITO 1
 - SAN LORENZO POTENCIA CIRCUITO 1 (FUTURO)
 - TRANSFERENCIA 115 KV
- 2.- EL ARRANQUE DE BARRAS EN 115 KV SERA BARRA 1 Y BARRA 2

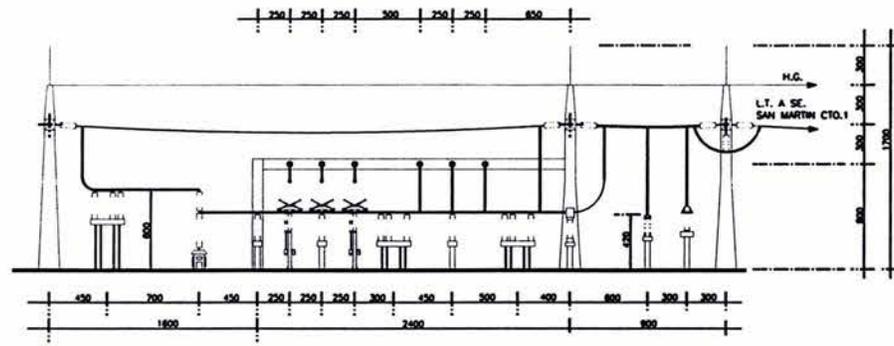
SIMBOLOGIA

----- INDICA FUTURO

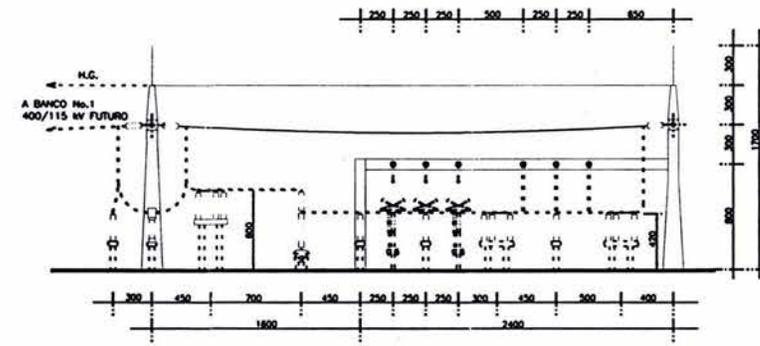
PLANOS DE REFERENCIA

- ARRANQUE GENERAL 400/115 KV
- No. DE CLASIFICACION 298.80/S-C-

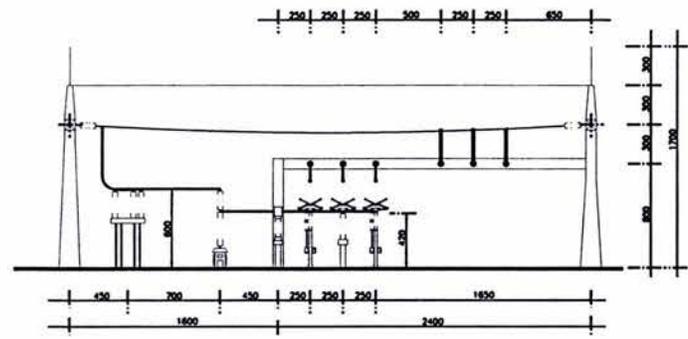
F E S ACATLAN	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
PROYECTO: SE. SAN MARTIN POTENCIA (SWITCHEO)	
TITULO: DISPOSICION DE EQUIPO (PLANTA 115 KV)	
TESIS PROFESIONAL	PLANO 2
ROBERTO RODARTE MARTINEZ	



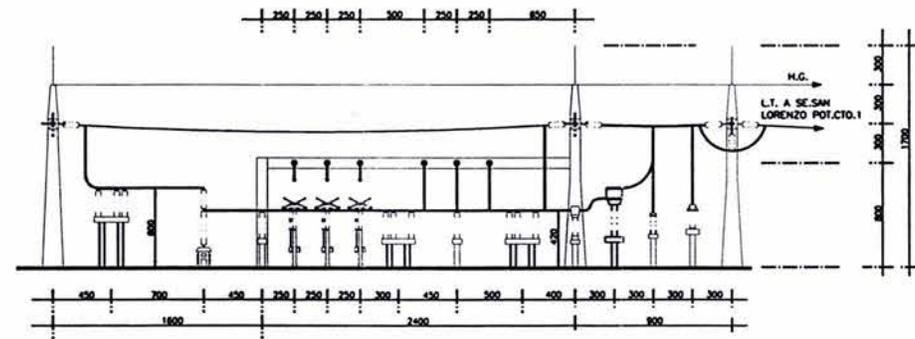
CORTE A - A



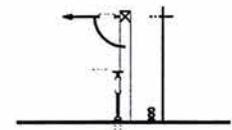
CORTE B - B



CORTE C - C



CORTE D - D



CORTE E - E

SIMBOLOGIA
 - - - - - FUTURO

F E S ACATLAN	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
PROYECTO: SE. SAN MARTIN POTENCIA (SWITCHEO)	
TITULO: LOCALIZACION DE CLAROS FLECHAS Y TENSIONES (CORTES 115 kV)	
TESIS PROFESIONAL	PLANO 3
ROBERTO RODARTE MARTINEZ	

2.3 Condiciones del subsuelo y recomendaciones para la cimentación de las estructuras y equipo en general.

Propiedades del Subsuelo.

Se limitará a destacar las propiedades del suelo que normalmente se toman en cuenta en el análisis de capacidad de carga por cortante a través de un estudio de mecánica de suelos. Este tipo de ensaye está enfocado a determinar la ley de variaciones, los esfuerzos cortantes y las deformaciones de un suelo dado, llegando al valor máximo. Todos los ensayes se llevan a cabo en muestras inalteradas de los suelos, recuperados a profundidades que según los bulbos de presión serán afectadas por la nueva cimentación.

Los resultados se acostumbran representar en un diagrama que relacionan los esfuerzos normales, con los tangenciales según las ideas de *Mohr*.

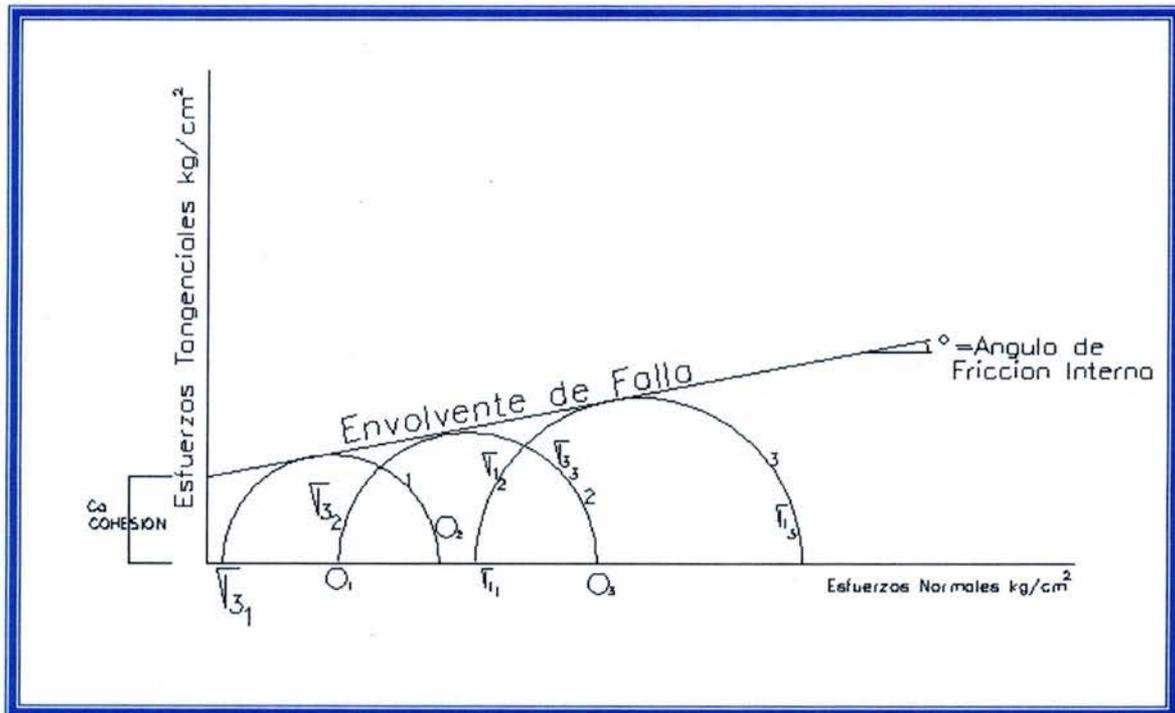


Ilustración 9 ENVOLVENTE DE FALLA.

De acuerdo con el diagrama de la ilustración 9 la ley de resistencia al esfuerzo cortante está dada por:

$$S = c + \sigma \tan \theta$$

S = Resistencia al esfuerzo cortante del suelo en Kg. / cm²

c = Cohesión, en kg / cm²

σ = Presión normal en Kg / cm²

θ = Angulo de fricción interna del material.

En la ilustración 10 pueden tenerse dos condiciones límite:

- Donde la cohesión sea 0 (suelos puramente friccionantes) °
- Que el ángulo de fricción sea igual a 0 (en suelos cohesivos)

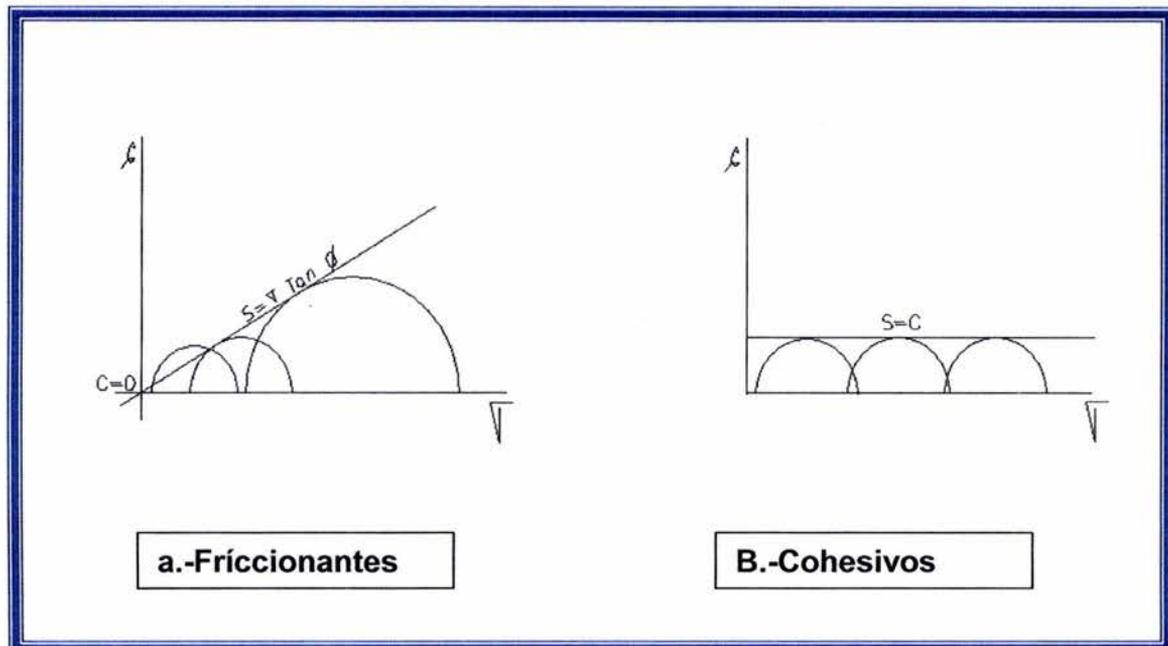


Ilustración 10 Diagramas de Mohr en suelos.

En la ilustración 10 es fácil ver que en los suelos friccionantes la resistencia al esfuerzo cortante aumenta notablemente con el esfuerzo normal, mientras que en los suelos cohesivos no hay cambio.

Compresibilidad de los suelos.

La compresibilidad en las cimentaciones someras se analizan por medio de pruebas en sitio, donde hay casos en los que no es posible obtener muestras inalteradas de subsuelo, ya sea por la naturaleza de los mismos o por dificultades mecánicas al extraerlos. Es entonces cuando se recurre a pruebas un poco más detalladas en sitio para la determinación de la densidad de las arenas o la consistencia en las arcillas mediante penetrómetros.

En México y Estados Unidos el método más empleado es el denominado *Penetración Estándar*, este método permite además recuperar muestras alteradas del suelo que sirvan para clasificarlas, ya sea como suelos friccionantes (arenas), como suelos cohesivos (arcillas) o mezclas de ambos.

Todo los suelos al ser sometidos a un incremento de carga se comprimen y deforman, el tiempo en el que ocurre la deformación en el suelo puede ser a corto o largo plazo o bien ambas.

Las deformaciones a corto plazo son de tipo elástico y se presentan inmediatamente después de aplicar la carga, y se le conoce como deformación o asentamiento elástico inmediato.

Las deformaciones a largo plazo se dividen en dos:

1. Consolidación Primaria.- Ocurre en suelos finos de baja permeabilidad, el tiempo que tarda para producirse es en función el tiempo de expulsión del agua que los satura.
2. Consolidación Secundaria.- Se presenta en ciertos suelos, en los que después de realizarse el proceso de consolidación primaria continúa deformándose en forma similar al comportamiento de un cuerpo viscoso; el proceso es muy largo.

Con base en lo anterior se establece la siguiente expresión general:

$$\Delta H_t = \Delta H_e + \Delta H_p + \Delta H_s$$

Donde:

ΔH_t = Asentamiento total

ΔH_e = Asentamiento elástico

ΔH_p = Asentamiento por consolidación primaria

ΔH_s = Asentamientos por consolidación secundaria

Dependiendo del tipo y características (inherentes o adquiridas) del suelo uno o dos de estos asentamientos resultan más importantes que el o los restantes.

En arena el asentamiento elástico es preponderante y los otros son generalmente despreciables.

$$\Delta H_t = \Delta H_e$$

En suelos arcillosos inorgánicos saturados es importante, en primer término, la consolidación primaria y después la deformación elástica, pero esta última suele no tomarse en cuenta en los cálculos.

$$\Delta H_t = \Delta H_e + \Delta H_p$$

En suelos tales como arcillas muy blandas, orgánicos, micaceos y turbas, las deformaciones son importantes, pero usualmente la elástica es menor y se desprecia, por lo que:

$$\Delta H_t = \Delta H_p + \Delta H_s$$

En rocas, excepto en aquellas fracturadas con grietas rellenas de arcilla rige la expresión.

$$\Delta H_t = \Delta H \text{ (no hay asentamiento).}$$

Características de Cimentaciones Superficiales.

Durante mucho tiempo la tecnología de las cimentaciones fue totalmente empírica, sin embargo el constructor del pasado realizó grandes obras de las cuales muchas existen hoy día, esto habla bien de la inventiva y la capacidad de adaptación de los ingenieros de épocas pasadas, sus técnicas eran adecuadas para su época, todos los conocimientos adquiridos y experiencias laborales eran transmitidos de persona a persona sin tener ninguna técnica ni procedimiento de construcción elaborado, había vacíos de conocimientos en los métodos usados y se volvieron peligrosos. Los constructores de alguna manera volvieron la vista a sus realizaciones bien logradas y relacionando la carga soportada con el área del cimiento trataron de establecer un determinado valor "SEGURO" para las nuevas edificaciones, así nació un código o reglamento.

Las teorías de capacidad de carga se desarrollaron en 1920 proporcionando la base para el estudio de las cimentaciones, y la combinación de los conocimientos de los suelos y sus propiedades mecánicas con el mejoramiento de las técnicas de medición de campo han permitido en la actualidad el desarrollo de una metodología de proyecto y construcción de cimentaciones más avanzadas. Dichas teorías son auxiliadas por la clasificación y el estudio de los suelos y por la medición.

Por lo tanto las cimentaciones son elementos que sirven para equilibrar las cargas producidas por las construcciones con la reacción del terreno, por lo cual es indispensable antes de efectuar el mínimo calculo de cualquier cimentación conocer perfectamente los requisitos de primer orden:

- Tipo de terreno en el que se trabajará.
- Capacidad de carga del mismo.
- Humedad, densidad y abultamiento.

En algunos casos se tendrá la necesidad de requerir de estudios especializados sobre mecánica de suelos para determinar el criterio más acertado a seguir.

La Clasificación de Cimentaciones.

Las cimentaciones poco profundas o superficiales se refieren a cimentaciones en que la profundidad de desplante es menor un par de veces al ancho del cimiento. Es evidente que no existe un límite preciso en la profundidad de desplante que separe a una cimentación poco profunda de una profunda.

Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo. La preocupación del constructor por el comportamiento de las cimentaciones es tan antigua como la construcción misma y se reflejó en intentos de analizar científicamente el comportamiento de las cimentaciones tratando de establecer principios generales que sirvan a la vez de normas tanto para el proyecto, como para la construcción de campo.

1. **Zapatas aisladas.**- Elementos estructurales, generalmente cuadrados o rectangulares y raramente circulares, se construyen bajo las columnas con objeto de transmitir la carga de éstas al terreno, en una mayor área para lograr una presión adecuada.

2. **Zapatas corridas o continuas.**- Elementos análogos a los anteriores, la longitud supera mucho al ancho, soportan varias columnas o un muro que puede ser de concreto reforzado o de mampostería las zapatas corridas generalmente tienen un largo que es varias veces superior a su ancho.
3. **Losas de cimentación.**- Construidas de concreto reforzado, se utilizan cuando las cargas son muy altas o cuando el terreno tiene una resistencia baja, también se utilizan cuando se requiere restringir los asentamientos diferenciales, así también pueden estar formados por un conjunto de vigas y losa, o por una estructura formada por marcos rígidos. Pueden llegar a ocupar toda la superficie construida.
4. **Pilotes de Cimentaciones.**- Los pilotes se utilizan para transmitir las cargas de la estructura a través de los estratos de suelo de baja capacidad de carga hasta llegar a un estrato adecuado, el cual a menudo se encuentra a una profundidad considerable por debajo del nivel de cimentación. (Ver Ilustración 11).

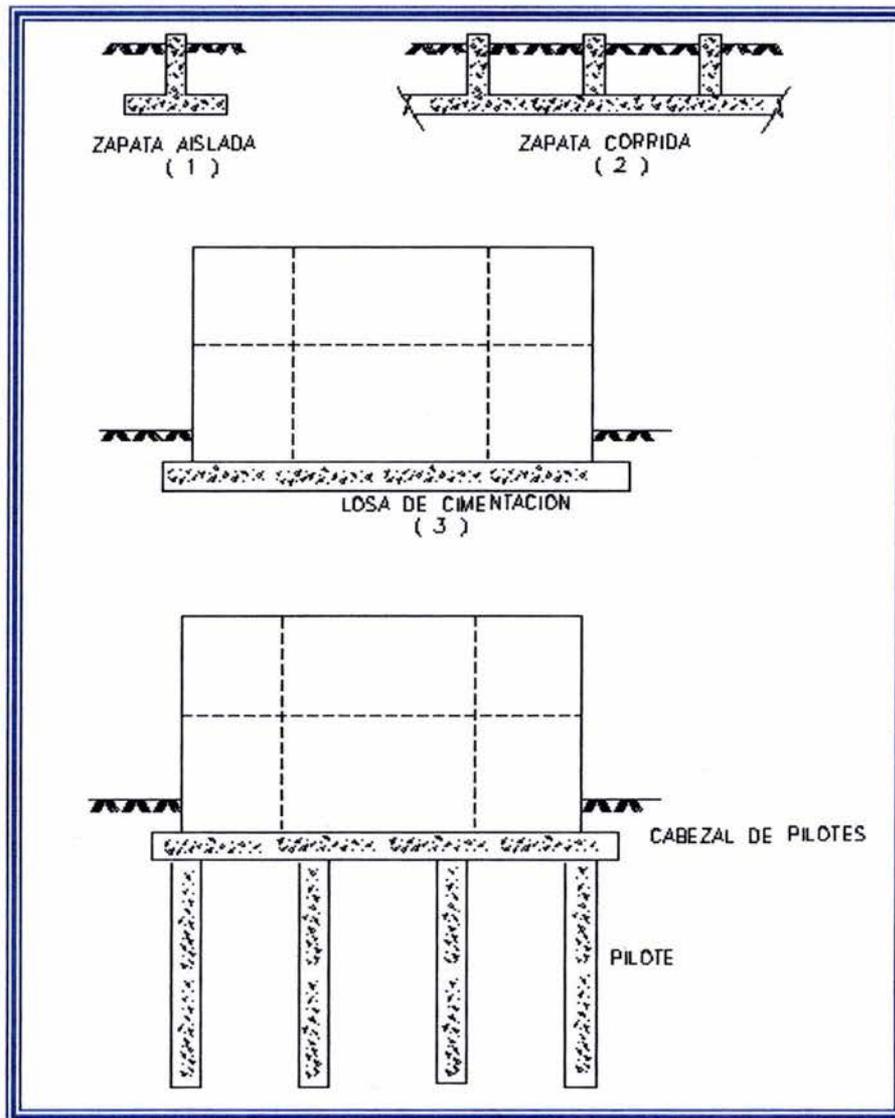


Ilustración 11 Tipos de Cimentaciones.

No existe ningún criterio definido para la elección de estos tipos de cimientos, también existen multitud de variedad de cimentaciones combinadas, en las que los tres tipos se pueden mezclar al gusto del proyectista o constructor quien se esfuerza siempre por tener un mayor partido posible, combinando los factores estructurales con las características del terreno de la manera más ventajosa en cada punto mayor, así como en la función de la estratigrafía, las propiedades mecánicas del terreno y la magnitud de cargas de la superestructura que trasmite a los elementos que constituyen a la cimentación.

Las dimensiones del cimiento deben ser tales que satisfagan los siguientes requisitos generales:

1. Los esfuerzos cortantes que la cimentación transmiten al terreno deben ser siempre menores de lo que ésta es capaz de soportar con un cierto margen de seguridad, lo cual implica tener a mano el estudio de mecánica de suelos para conocer la capacidad de carga del terreno dentro de otros factores.
2. Los asentamientos de la estructura, producidos por las deformaciones del terreno bajo la acción de los esfuerzos que le impone la cimentación no deberá exceder de un límite tolerable para la propia estructura, este límite puede variar desde unos cuantos milímetros, como es el caso de la cimentación de turbinas de vapor u otras máquinas que no toleran desniveles, hasta 10 mm o más en el caso de edificios de estructura rígida. Implica conocer la magnitud de los asentamientos que sufrirá la cimentación elegida, por lo cual se requiere conocer la comprensibilidad de los suelos y rocas que se encuentran bajo la cimentación, así como la magnitud que ésta induce a los esfuerzos.
3. Una vez elegida la cimentación y las dimensiones adecuadas para satisfacer los dos requisitos anteriores, es indispensable que la construcción se realice de manera que no se alteren las propiedades mecánicas del suelo y no se produzcan deformaciones de expansión o asentamientos durante la construcción, o bien deslizamientos de taludes.

Estos requisitos deben ser satisfechos por cualquier cimentación, incluyendo los cimientos profundos que transmiten cargas a estratos profundos del terreno. Las zapatas aisladas encontrarán sus aplicaciones cuando se trate de rocas o suelos de alta resistencia y de baja comprensibilidad, pero a medida que crezca la magnitud de la carga y disminuya la resistencia del suelo, será necesario aumentar el área de contacto entre el terreno y la cimentación, Para elegir el tipo más adecuado de cimiento y establecer sus dimensiones profundidad de desplante y los procedimientos de construcción es necesario conocer la estratigrafía del terreno con profundidad y detalle, la resistencia en corte, la comprensibilidad y la permeabilidad de cada uno de los estratos, así como la posición del nivel freático y sus posibles variaciones estacionales. Esta información es obtenida a partir de las muestras del terreno recuperadas en las perforaciones de exploración y sometidas a ensaye de laboratorio, las que permitirán estimar la capacidad de carga, los asentamientos diferenciales y las alternativas de solución así llegamos los motivos de una cimentación.

Motivos que inducen al diseño de un cimiento:

1. Llevar los esfuerzos que proporciona la estructura, sea de compresión o de tracción hasta el suelo, distribuyéndolos de modo y manera que no soliciten bajo tensiones mayores a las que puedan soportar mediante un factor de seguridad. Se procurará el margen de resistencia por efectos de la comprensibilidad para que no se produzcan asentamientos en la estructura o en el caso de estructuras a tracción, que no motiven un incremento de la curvatura en las mismas. Los cimientos no sirven únicamente para absorber compresiones, mediante efectos de rozamientos y adherencia con el suelo pueden llegar a soportar cargas horizontales o incluso tracciones. Siempre que sea posible se preferirá que los cimientos estén solicitados por una carga excéntrica.
2. Debe ser suficientemente resistente para que el cimiento sometido a cargas verticales, no rompa por punzonamiento.
3. Soportar los esfuerzos de fricción que producen la reacción de suelo. Se debe tener en cuenta que si el cimiento no tiene gran espesor será necesario disponer de armaduras en la parte inferior para absorber las tracciones que allí se originan, exceptuando las cargas ligeras.
4. Evitar el utilizar suelos blandos como apoyo de parte del cimiento mientras el resto lo hace sobre roca.
5. Se utilizarán cimientos flotantes cuando sea necesario apoyarse sobre suelos blandos de un espesor tal que no permita la ejecución de un cimiento profundo convencional.
6. Acomodarlos a los posibles movimientos del suelo como los posibles hinchamientos de retracción, suelos inestables, suelos a actividad de minas, suelos susceptibles de transmitir movimientos sísmicos. Todos los efectos citados intervienen en la distribución de los esfuerzos.
7. Soportar la acción agresiva de compuestos que se encuentren en el suelo o en el agua contenida, en este y en algunos casos resisten la agresión de elementos orgánicos.
8. Soporta la presión de agua cuando ésta exista.

Asentamientos basados en la Teoría de la Elasticidad.

El conocimiento de los asentamientos es de mayor importancia para el ingeniero especialista en cimentaciones por que un sedimento induce esfuerzos a la estructura que normalmente no fue incluida en los cálculos.

El ingeniero le da más importancia a los asentamientos diferenciales que a los totales, ya que si una columna cede una distancia, más que las cercanas a ella, producirá un efecto más profundo en la estructura de la construcción que si toda la estructura se hundiera una distancia más grande que el asentamiento total. El concepto de carga permisible o de trabajo esta íntimamente ligada con el asentamiento.

Existen diferentes asentamientos en los suelos además de los plásticos comprensibles que son los asentamientos en suelos arenosos finos y limosos, de estructura suelta, susceptibles de experimentar fuerte compresión volumétrica por efecto de carga combinada con una condición de saturación rápida.

Los asentamientos son resultado de una o cualquier combinación y se clasifican de la siguiente manera:

- **Por deformación elástica.** También llamada asentamiento inmediato, es reversible y ocurre inmediatamente después de aplicarle la carga.
- **Por asentamiento catastrófico.** Es producido al cargar excesivamente el terreno, ocurre como resultado de una falla cortante. Cuando se sobrecarga el terreno se producen asentamientos rápidos y usualmente se ladea la estructura debido a la desigualdad del terreno o de las cargas. Se pueden evitar usando un factor adecuado de seguridad para que los esfuerzos inducidos queden dentro de los límites de seguridad.
- **Por consolidación del terreno.** Es el resultado de la expulsión del agua de los vacíos de suelo al quitar la carga del mismo suelo, hay una recuperación pero es solo una fracción de la deformación original, se da por la expulsión de agua a través de ductos extremadamente pequeños; el tiempo para completar el proceso de drenaje y alcanzar el equilibrio bajo un determinado incremento de la carga es muy largo.
- **Por deterioro de la cimentación.** Ocurre porque estando dentro del suelo se encuentran expuestas a ataques de agentes corrosivos presentes en él.
- **Por desplome minero.** Es posible remover espesores de carbón u otros materiales en áreas grandes causando pocos daños si se usa personal técnico especializado y bajo condiciones geológicas favorables, pero donde existen fallas u otro tipo de discontinuidad

geológica, resultan daños más severos. Se han hecho intentos de cimentaciones especiales sin conseguir resultados favorables por este tipo de desplomé.

- **Por otras causas.** Asentamientos producidos en su mayoría por el descenso del manto freático. En pocos casos es posible cuantificar el orden de la magnitud del asentamiento por lo que el ingeniero para minimizar su probabilidad de ocurrencia y considerando los daños que pudiera ocasionar aplica medidas basándose en la información del subsuelo, el comportamiento de estructuras en condiciones semejantes, el criterio y la experiencia,

Excavaciones Someras.- Son de esta categoría las edificaciones en las que se contemplan los siguientes tres requisitos:

1. Detección por procedimientos directos eventualmente apoyados en métodos indirectos de rellenos, sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de $8t/m^2$, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

Así conociendo las características del solar, su superficie, las condiciones que impone el contorno, la posición de los mantos freáticos, los tipos de suelos y de las rocas que se localizan y finalmente, teniendo a la mano el resultado de los ensayos geotérmicos en los que se especifica la capacidad portante y la reactivada química del suelo, el ingeniero casi está en condiciones de elaborar el proyecto de los cimientos de la obra a realizar.

Sin embargo aún no podrá tomar decisiones mientras no conozca los fines a los que van destinados los cimientos, la localización de los puntos de apoyo de la estructura, magnitudes y dirección de los esfuerzos aplicados a cada cimiento.

Existen aspectos a considerar relacionados con la capacidad de carga para evitar la falla según el cual la cimentación no debe sufrir hundimientos o expansiones mayores a los considerados como tolerables en el proyecto que pongan en peligro la función de la estructura y estos son:

- Capacidad de carga
- Ancho de la zapata y profundidad desplante

La prueba de capacidad de carga es posible gracias a la extracción de muestras inalteradas del suelo para determinar las propiedades mecánicas del material en los parámetros de "cohesión y fricción" en cimiento poco profundos, estos parámetros a utilizar en el análisis de capacidad de carga y asentamientos se pueden obtener tomando en cuenta el número de golpes en la prueba de penetración estándar, así como el ángulo de fricción, peso volumétrico y la cohesión.

La capacidad de carga última se puede calcular mediante una cimentación de 2m de ancho con una profundidad de desplante (D_f) de 2m.

Y se determina con la siguiente expresión.

$$q_u = cN_c + \sigma'_{od} N_q + 0.5\gamma B N_\gamma$$

Donde:

q_u = capacidad de carga última, kPa

c = cohesión del material al nivel de desplante, kPa

Φ = ángulo de fricción interna en grados

σ'_{od} = esfuerzo efectivo a nivel del desplante, γD_f , kPa

γ = peso volumétrico Kn/m^3

B = ancho de la cimentación, m

D_f = profundidad de desplante, m

N_c , N_q y N_γ factores de capacidad de carga que es en función de ϕ

La capacidad de carga admisible se obtiene de la siguiente ecuación.

$$q_{Adm} = \frac{q_u}{FS}$$

DONDE:

q_{Adm} = Capacidad de carga admisible, kPa

FS = Factor de seguridad.

La teoría de elasticidad permite resolver muchos problemas de deformación bajo diferentes condiciones. La presentación de algunas soluciones específicas permite al menos la evaluación de la magnitud de los desplazamientos en los casos de interés que carecen de soluciones más apropiadas. El hecho de que los suelos no sean homogéneos, apartan las hipótesis usualmente atribuidas al medio elástico, sin embargo, el hecho más importante estriba en que los suelos no son elásticos y menos aún, linealmente elásticos, como tendría que ser para caer en el campo de aplicabilidad de la mayoría de las soluciones teóricas. Lo que en los suelos pudiera considerarse como el módulo de elasticidad (E) presentara una curvatura tal que aumenta con la profundidad al aumentar la sobrecarga impuesta; esto es importante en los suelos granulares.

En conclusión, en muchos casos prácticos la distribución de esfuerzos que se obtiene mediante la aplicación de la teoría de elasticidad ha sido satisfactoria, aún cuando los desplazamientos no resultaron tan satisfactorios y a menudo se desvían definitivamente de las predicciones hechas por los observadores, por lo que la mecánica de suelos prefiere desarrollar métodos propios para el cálculo de deformaciones partir de distribuciones elásticas de esfuerzos.

Aunque muchos especialistas han desarrollado métodos para estimar los asentamientos, es cierto que no hay método ó teoría aplicable a estos fenómenos, el procedimiento más lógico para el cálculo de estos asentamientos es tratar de duplicar en el laboratorio las condiciones de saturación que puedan llegar a presentarse en el campo. Así se podrán hacer pruebas en el laboratorio de tipo de consolidación sobre muestras inalteradas del material, aplicando las cargas que actuarán en la obra y saturando por capilaridad las muestras en estas condiciones de trabajo. Las mediciones efectuadas en esta prueba permitirán calcular la variación de la relación de vacíos del material que haya tenido y con ello poder hacer la estimación de los asentamientos en el campo.

El orden de magnitud de los asentamientos puede estimarse empleando la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas, con la siguiente ecuación:

$$\Delta \rho = qB \frac{1-\mu^2}{E} I_w$$

Donde:

$\Delta \rho$ = asentamiento, en m

q = carga uniformemente repartida, en $\frac{t}{m^2}$

B =dimensión lateral menor de la zapata, en m.

I_w = factor de influencia que depende de la geometría (ver tabla 5 tabla).

E = módulo de elasticidad del suelo, en t/m²

μ = relación de Poisson del suelo.

FORMA	FLEXIBLE			RÍGIDA
	Centro	Esquina	Promedio	Promedio
CIRCULAR	1.00	0.64	0.85	0.88
CUADRADA	1.12	0.56	0.95	0.82
L/B = 1.5	1.36	0.68	1.15	1.06
L/B = 2	1.53	0.77	1.30	1.20
L/B = 5	2.10	1.05	1.83	1.70
L/B =10	2.54	1.27	2.25	2.10
L/B =100	4.01	2.00	3.69	3.40

Tabla 5 Factores de Influencia para Zapatas de Diferentes Formas y Rigidez (I_w)

En el caso general, para zapatas flexibles de dimensiones $L \times B$ se tendrá:

$$I_w = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{L}{B} \operatorname{Ln} \left[\frac{1 + \sqrt{\left(\frac{L}{B}\right)^2 + 1}}{L/B} \right] + \operatorname{Ln} \left[\frac{L}{B} + \sqrt{\left(\frac{L}{B}\right)^2 + 1} \right] \right\}$$

Para la esquina de la zapata y el doble para el centro. Para zapatas rígidas, I_w se reducirá en un 7%.

Así la carga admisible en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir Fallas en la estructura, soportándola y teniendo además un margen de seguridad dado por el coeficiente de seguridad adaptado. La carga admisible no depende únicamente del terreno sino también de la cimentación de las, características de la estructura y del coeficiente de seguridad que se adapte a cada caso. Pueden existir 3 tipos de falla bajo las cimentaciones y son:

- a) *Falla por corte general*, se caracteriza por la presencia dentro del terreno de una superficie de deslizamiento continuo que se indica en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno. Esta falla es súbita y por lo tanto catastrófica a menos que la estructura misma no permita la rotación de las zapatas, lo mismo ocurre con ciertas inclinaciones de la cimentación provocando un hinchamiento del suelo al lado de la cimentación, aunque el colapso final del mismo se presenta de un lado.
- b) *Falla por punzonamiento*, se caracteriza por el movimiento vertical de la cimentación. Mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ellas, la rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observan los movimientos junto a la cimentación manteniéndose en equilibrio tanto vertical como horizontal.
- c) *Falla por corte local*, se caracteriza por estar bajo la cimentación de la columna o muro ya sea zapata aislada o corrida.

En la ilustración 12 puede observarse las diferentes formas de falla mencionadas en los párrafos anteriores.

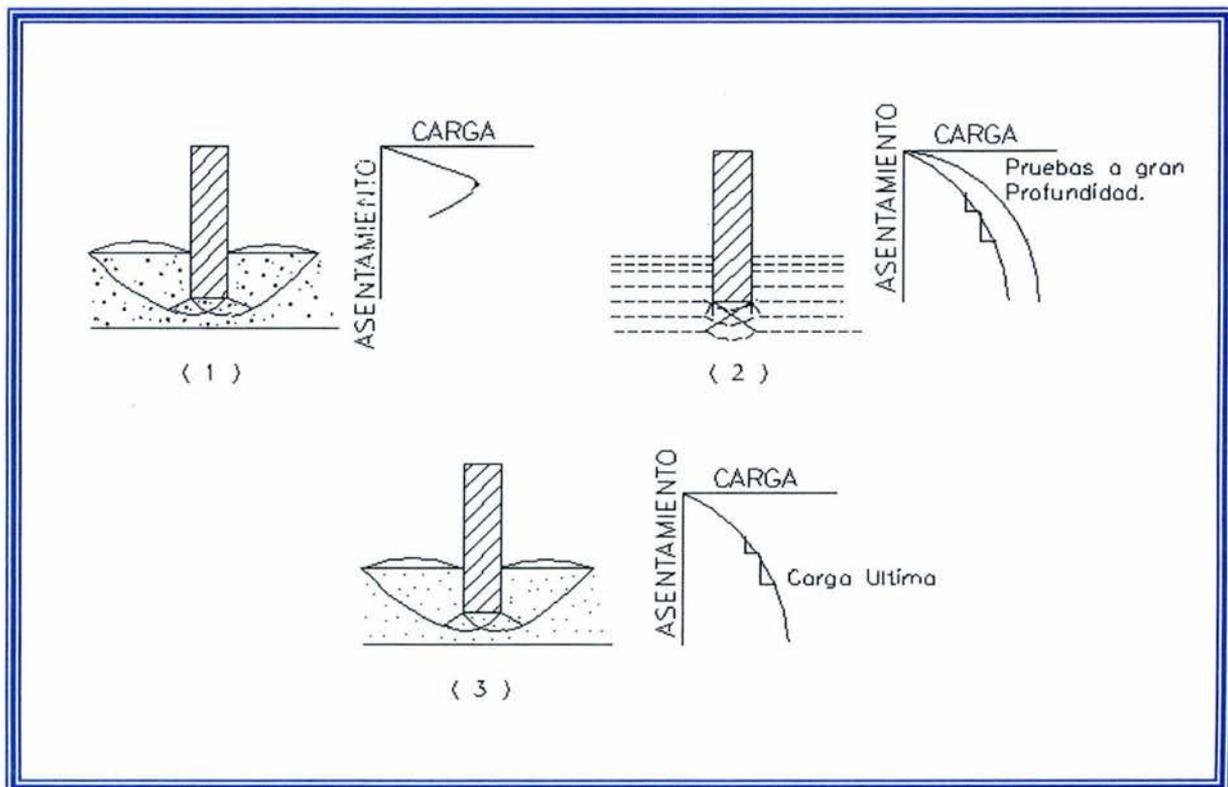


Ilustración 12 Formas de Falla por Capacidad de Carga.

Para unificar ideas mencionaremos una serie de conceptos básicos para el tema que se está tratando:

1. **Capacidad de carga última (Q).** Es la presión máxima, en unidades de fuerza / área; que resiste el suelo antes de romperse.
 2. **Capacidad de Carga Admisible (Qa).** Es la presión que admite el suelo, sin que el suelo se rompa, generalmente es igual a Q, dividida entre un factor de seguridad de 1.
 3. **Capacidad de Carga de Trabajo (Qt).** Es la presión que admite un suelo sin que se presente la falla, es igual a Qa en suelos poco comprensibles pero menor que Qa en suelos comprensibles. Los conceptos anteriores se acostumbran expresar en unidades de ton/m²
- Profundidad de apoyo (DF).** Es la distancia más corta que existe entre la superficie del terreno y la porción mas baja de la cimentación expresada en metros.

Anteriormente se procedía a determinar la capacidad de carga de trabajo de un suelo mediante la observación directa del comportamiento de estructuras similares, si no se tenía algo similar, se acostumbraba a efectuar pruebas a pequeña escala que permitieran anticipar el comportamiento del prototipo. Sobre la base del hincado de un clavo de ferrocarril en el terreno propuesto para la cimentación, la capacidad de carga se estimaba en función de la mayor o menor dificultad de penetración.

En la actualidad se sabe con base en la distribución de presiones en el terreno y en el concepto de bulbos de presión (ver Ilustración 13) que el suelo afectado por una cimentaciones define en función directa de su ancho y del asentamiento que vaya a experimentarse. Se le denomina bulbo de presión al lugar geométrico de todos los puntos del subsuelo que tienen una presión vertical igual, provocada por la presión de contacto en la superficie de terreno. Se acostumbra tomar en cuenta para fines de determinar el comportamiento del subsuelo hasta el bulbo donde la presión vertical es del 10% de la presión de contacto.

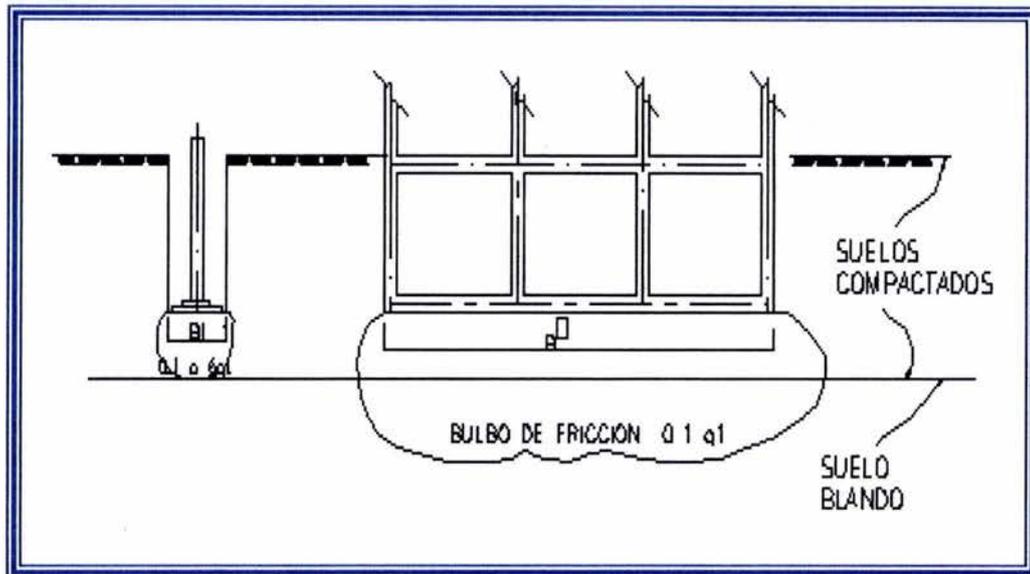


Ilustración 13 Bulbos de Presión.

2.4 Mecánica de Suelos de la Subestación San Martín Potencia.

Geología Regional.

La ciudad de Puebla se encuentra localizada en el valle del río Atoyac, a una altura de 2,162 msnm, estando rodeada por los volcanes de la Sierra Nevada al Oeste y la Malinche al Noreste; sobre una zona de lomeríos suaves drenados por arroyos paralelos, de los que sobresalen algunas lomas de mayor altura como son el Cerro de la Paz, Lomas de Loreto y el Cinco de Mayo que representan aparatos volcánicos del Cuaternario. Hacia la parte occidental de la ciudad, la morfológica cambia ya que se puede observar un lomerío arredondeado en el que afloran rocas calcáreas.

La historia geológica del área en estudio empezó en el Cretáceo con la sedimentación de materiales calcáreos que a fines de este periodo fueron sujetos a movimientos orogénicos que levantaron la zona, provocando su emersión. Posteriormente, en el Terciario y al principio del Cuaternario se presentaron emisiones lávicas que culminaron con la formación

de rocas basálticas y con él depósito en el área de tobas arenosas producto de las últimas manifestaciones volcánicas.

Estas tobas se depositaron tanto sobre las rocas basálticas como en la zona actualmente ocupada por la ciudad donde se interstratificaron con sedimentos fluvio-lacustres. Los últimos acontecimientos geológicos han consistido en la formación de travertinos depositados por aguas termales, que afloran a lo largo de una falla, y la sedimentación de depósitos aluviales a lo largo del río Atoyac y sus afluentes.

En la región afloran rocas cretáceas y rocas que se forman a fines del Terciario y en el Cuaternario. Las rocas más antiguas son las calizas que afloran al oeste de la ciudad las más recientes son los depósitos de relleno y los materiales volcánicos.

Trabajos mínimos de campo y laboratorio.

Se consideran fundamental para elegir la obra de ingeniería conocer el tipo de materiales localizados en el área de estudio, sus propiedades, características y lo referente a la clasificación tanto en suelos como en rocas.

Por medio de la exploración mediante pozos de cielo abierto con posteadora o barreno helicoidal, se deben excavar pozos por cada 10000 m² de construcción, donde se proyectan las estructuras metálicas mayores y menores así como el autotransformador, y 100 m² de construcción por casetas ó edificios.

Estos pozos se excavan a una profundidad mínima de 3m o la mitad por el nivel freático o suelo tipoll A,

Cada uno de los pozos se hace una inspección visual y se obtienen además, muestras inalteradas para su caracterización en el laboratorio.

Las dimensiones de los pozos deben ser las mínimas necesarias para que una persona pueda introducirse en ellos para inspecciones de sus paredes y obtención de muestras alteradas e inalteradas.

También se hacen sondeos adicionales con posteadoras mecánicas, manual o equipo portátil motorizado equipado con barrenas helicoidales tipo "minuterman" o similar, en la función de la dureza del suelo.

En zonas rocosas se definen los sitios donde aflora roca mediante el estudio geológico de acuerdo a las especificaciones de CFE.

Sondeos de tipo mixto.

Se deben realizar exploraciones suficientes con base a sondeos tipo penetración estándar (SPT); así como con muestreo shelby hasta una profundidad de 2.5 veces el ancho de la cimentación o 10m como máximo a partir del nivel de desplante estimado. Esto se hace por cada 1000 m² de construcción donde se haya estructuras mayores y menores y/o autotransformador. Además 150 m² de construcción en casetas o edificios.

En las zonas donde aflore roca o se encuentre a menos de 2 m² de profundidad, deben realizarse pruebas de extracción de anclas conforme a la especificación CFE C000-42 en cada tipo de roca definido en la zonificación geotécnica.

Además deberán llevar a cabo pruebas de verificación de capacidad de tensión en el 15% como mínimo de las diferentes estructuras proyectadas en la subestación donde se utilicen cimentaciones ancladas.

Trabajos de laboratorio.

Todas las muestras obtenidas deben identificarse y clasificarse en el laboratorio y se les determina su contenido de agua y su peso volumétrico natural.

Se les determina a las muestras representativas las siguientes propiedades:

- Limite líquido y plástico.
- Peso específico relativo de sólidos.
- Granulometría.
- Porcentaje de finos.

En especímenes obtenidos de muestras inalteradas se deben realizar pruebas de compresión simples, triaxiales tipo UU (en suelos puramente cohesivos), triaxiales CU (en suelos cohesivos-friccionantes) y de consolidación. En un número tal que permita caracterizar las propiedades de resistencia y deformabilidad del subsuelo a las profundidades de interés. como mínimo se tiene que tener un juego de pruebas mecánicas (compresión simple, triaxiales, y de consolidación) para cada zona de la subestación o por cada cimentación tipo

Trabajos de gabinete

Con base a los trabajos de campo y laboratorio, se deben elaborar los perfiles estratigráficos del subsuelo a una escala 1:100. En ellos se dibujarán los resultados de los sondeos efectuados.

Se deben analizar las alternativas de cimentación más convenientes, definiendo la profundidad de desplante y otros aspectos como son:

- Capacidad de carga del suelo y en su ancla, señalando profundidad de desplante y longitud de anclaje.
- Módulo de reacción horizontal, en el caso de pilas y pilotes.
- Cálculo de asentamientos totales y diferenciales.
- Estabilidad de cortes y laderas naturales.
- Estabilidad ante el volteo.

Antecedentes.

Se realizaron cuatro pozos a cielo abierto en esta subestación que está localizada en un área de la provincia geológica del eje Neovolcánico, específicamente en el valle de Puebla, en el cual el vulcanismo se localiza principalmente al nivel de grandes estratos volcánicas que se levantan en medio de las grandes llanuras lacustres pliocénicas que conforman este valle, los sitios en estudio se ubican en la zona sísmica y penisísmica.

Descripción del Sitio.

El terreno para la subestación se localiza al noreste de la población de San Martín Texmelucan, Puebla. En planta el terreno ocupa un área de 16Ha (400 x 400m) y está conformado por terrazas planas con desniveles entre ellas de dos a tres metros. Actualmente el terreno se usa con fines agrícolas y se siembra maíz. (Ver Ilustración 14).

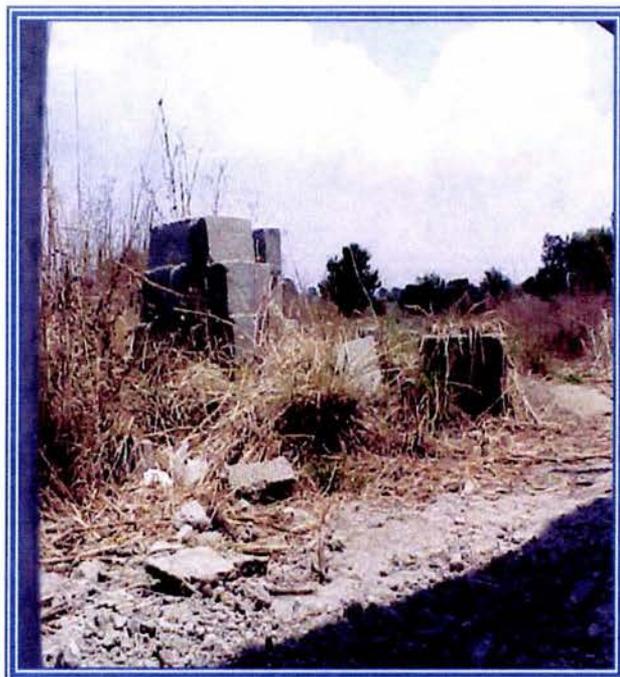


Ilustración 14 Localización del Sitio de la Subestacion.

Descripción del Proyecto.

La subestación contará con cinco bancos de transformadores monofásicos con dos alimentadores primarios de 400 kV y cinco secundarios de 115kV.

Trabajos de Campo y Laboratorio.

Estos consisten en la inspección y muestreo de los pozos a cielo abierto excavados. Como se menciono anteriormente se excavaron cuatro pozos, la profundidad máxima explorada fue de 3m y en ninguno de los pozos se detectó el nivel freático.

Estratigrafía del Subsuelo.

De acuerdo con los pozos observados en el sitio se tiene un estrato superficial de 0.3m de espesor promedio compuesto por:

El sitio presenta una estratigrafía homogénea dominada por depósitos de limo arenoso con poca materia orgánica que pueden variar su consistencia radicalmente en unos cuantos

metros presentando un comportamiento errático en los estratos superficiales en cuanto a las propiedades de resistencia y deformación, sin embargo en términos generales es un material poco comprensible y de media a alta resistencia.

Estrato	Profundidad, en m.	
1	0.0 a 0.4 y 1.60	Arena limosa y/o limo arenoso café oscuro Con poca arcilla de mediana plasticidad, Compacidad media y/o consistencia firme.
2	0.40 y 1.60	Limo arenoso café varios tonos con bolsas de limos arcilloso café oscuro; consistencia media a firme hasta un promedio de 2.10 m y firme a semi-rígida desde esta profundidad Hasta 3.10 m.

A continuación se presenta el reporte anexo 1 de campo de los pozos a cielo abierto, los resultados de la Clasificación de los Materiales del Sistema Unificado de Clasificación de Suelo (SUCS) así como las graficas de deformación en círculos de mohr de cada PCA.

**CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES
SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS**

OBRA: S E SAN LORENZO	FECHA DE RECIBO: 27 - ENERO - 2004
LOCALIZACIÓN: SAN LORENZO PUEBLA	FECHA DE PRUEBA: 28 - ENERO - 2004
CONTRATISTA:	CLSIFICACION 1

DATOS		LIMITES DE ATTERBERG		GRANULOMETRÍA	
No. DE PROBETA	1	% LIMITE LIQUIDO	48.5	% GRAVA	0
No. DE ENSAYE	1	% LIMITE PLÁSTICO	23.9	% ARENA	23
PROFUNDIDAD (m)	0.10 - 0.40	% INDICE PLÁSTICO	24.6	% FINOS	77
No. SONDEO	PCA - 1	% CONTRACCIÓN LINEAL	5.4	CLASIF. SUCS	CL
NOMBRE: ARCILLA ARENOSA COLOR CAFÉ					

DATOS		LIMITES DE ATTERBERG		GRANULOMETRÍA	
No. DE PROBETA	1	% LIMITE LIQUIDO	43.70	% GRAVA	0
No. DE ENSAYE	2	% LIMITE PLÁSTICO	22.2	% ARENA	36
PROFUNDIDAD (m)	0.40 - 1.50	% INDICE PLÁSTICO	21.50	% FINOS	64
No. SONDEO	PCA - 1	% CONTRACCIÓN LINEAL	4.4	CLASIF. SUCS	CL
NOMBRE: ARCILLA ARENOSA COLOR CAFÉ CLARO					

DATOS		LIMITES DE ATTERBERG		GRANULOMETRÍA	
No. DE PROBETA		% LIMITE LIQUIDO		% GRAVA	
No. DE ENSAYE		% LIMITE PLÁSTICO		% ARENA	
PROFUNDIDAD (m)		% INDICE PLÁSTICO		% FINOS	
No. SONDEO		% CONTRACCIÓN LINEAL		CLASIF. SUCS	
NOMBRE:					

DATOS		LIMITES DE ATTERBERG		GRANULOMETRÍA	
No. DE PROBETA		% LIMITE LIQUIDO		% GRAVA	
No. DE ENSAYE		% LIMITE PLÁSTICO		% ARENA	
PROFUNDIDAD (m)		% INDICE PLÁSTICO		% FINOS	
No. SONDEO		% CONTRACCIÓN LINEAL		CLASIF. SUCS	
NOMBRE:					

OBSERVACIONES:

LABORATORISTA

JEFE DE LABORATORIO

Vo. Bo. GERENTE TÉCNICO

TEC. PEDRO FLORES FALCÓN

TEC. DANIEL FLORES FALCÓN

ING. MARIO MORALES GONZÁLEZ

**CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES
SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS**

OBRA: S E SAN LORENZO	FECHA DE RECIBO: 27 - ENERO - 2004
LOCALIZACIÓN: SAN LORENZO PUEBLA	FECHA DE PRUEBA: 28 - ENERO - 2004
CONTRATISTA:	CLASIFICACION 2

DATOS		LIMITES DE ATTERBERG		GRANULOMETRÍA	
No. DE PROBETA	2	% LIMITE LIQUIDO	36.6	% GRAVA	0
No. DE ENSAYE	1	% LIMITE PLÁSTICO	18.4	% ARENA	42
PROFUNDIDAD (m)	0.15 - 0.55	% INDICE PLÁSTICO	18.2	% FINOS	58
No. SONDEO	PCA - 2	% CONTRACCIÓN LINEAL	3.2	CLASIF. SUCS	CL
NOMBRE: ARCILLA ARENOSA COLOR CAFÉ CLARO					

DATOS		LIMITES DE ATTERBERG		GRANULOMETRÍA	
No. DE PROBETA	2	% LIMITE LIQUIDO	46.90	% GRAVA	0
No. DE ENSAYE	2	% LIMITE PLÁSTICO	25.2	% ARENA	23
PROFUNDIDAD (m)	0.55 - 1.00	% INDICE PLÁSTICO	21.70	% FINOS	77
No. SONDEO	PCA - 2	% CONTRACCIÓN LINEAL	5.1	CLASIF. SUCS	CL
NOMBRE: ARCILLA ARENOSA COLOR CAFÉ					

DATOS		LIMITES DE ATTERBERG		GRANULOMETRÍA	
No. DE PROBETA	2	% LIMITE LIQUIDO	40.90	% GRAVA	0
No. DE ENSAYE	3	% LIMITE PLÁSTICO	21.1	% ARENA	32
PROFUNDIDAD (m)	1.00 - 1.60	% INDICE PLÁSTICO	19.8	% FINOS	68
No. SONDEO	PCA - 2	% CONTRACCIÓN LINEAL	3.9	CLASIF. SUCS	CL
NOMBRE: ARCILLA ARENOSA COLOR CAFÉ					

DATOS		LIMITES DE ATTERBERG		GRANULOMETRÍA	
No. DE PROBETA		% LIMITE LIQUIDO		% GRAVA	
No. DE ENSAYE		% LIMITE PLÁSTICO		% ARENA	
PROFUNDIDAD (m)		% INDICE PLÁSTICO		% FINOS	
No. SONDEO		% CONTRACCIÓN LINEAL		CLASIF. SUCS	
NOMBRE:					

OBSERVACIONES:

LABORATORISTA

JEFE DE LABORATORIO

Vo. Bo. GERENTE TÉCNICO

TEC. PEDRO FLORES FALCÓN

TEC. DANIEL FLORES FALCÓN

ING. MARIO MORALES GONZÁLEZ

CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES
SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS

OBRA: S.E SAN LORENZO PUEBLA	FECHA DE RECIBO: 27 - ENERO - 2004
LOCALIZACIÓN: SAN LORENZO PUEBLA	FECHA DE PRUEBA: 28 - ENERO - 2004
CONTRATISTA:	CALSIFICACION 3

DATOS		LIMITES DE ATTERBERG		GRANULOMETRÍA	
No. DE PROBETA	3	% LIMITE LIQUIDO	40.2	% GRAVA	0
No. DE ENSAYE	1 SUP	% LIMITE PLÁSTICO	20.7	% ARENA	32
PROFUNDIDAD (m)	0.10 - 1.50	% INDICE PLÁSTICO	19.5	% FINOS	68
No. SONDEO	PCA - 3	% CONTRACCIÓN LINEAL	3.8	CLASIF. SUCS	CL
		NOMBRE: ARCILLA ARENOSA COLOR CAFÉ CLARO			

DATOS		LIMITES DE ATTERBERG		GRANULOMETRÍA	
No. DE PROBETA	3	% LIMITE LIQUIDO	39.10	% GRAVA	0
No. DE ENSAYE	1 INF	% LIMITE PLÁSTICO	19.9	% ARENA	34
PROFUNDIDAD (m)	0.10 - 1.50	% INDICE PLÁSTICO	19.20	% FINOS	66
No. SONDEO	PCA - 3	% CONTRACCIÓN LINEAL	3.6	CLASIF. SUCS	CL
		NOMBRE: ARCILLA ARENOSA COLOR CAFÉ CLARO			

DATOS		LIMITES DE ATTERBERG		GRANULOMETRÍA	
No. DE PROBETA		% LIMITE LIQUIDO		% GRAVA	
No. DE ENSAYE		% LIMITE PLÁSTICO		% ARENA	
PROFUNDIDAD (m)		% INDICE PLÁSTICO		% FINOS	
No. SONDEO		% CONTRACCIÓN LINEAL		CLASIF. SUCS	
		NOMBRE:			

DATOS		LIMITES DE ATTERBERG		GRANULOMETRÍA	
No. DE PROBETA		% LIMITE LIQUIDO		% GRAVA	
No. DE ENSAYE		% LIMITE PLÁSTICO		% ARENA	
PROFUNDIDAD (m)		% INDICE PLÁSTICO		% FINOS	
No. SONDEO		% CONTRACCIÓN LINEAL		CLASIF. SUCS	
		NOMBRE:			

OBSERVACIONES:

LABORATORISTA

JEFE DE LABORATORIO

Vo. Bo. GERENTE TÉCNICO

TEC. PEDRO FLORES FALCÓN

TEC. DANIEL FLORES FALCÓN

ING. MARIO MORALES GONZÁLEZ

**CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES
SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS**

OBRA: LINEA DE GAS EN SAN LORENZO ALMECTLA	FECHA DE RECIBO: 27 - ENERO - 2004
LOCALIZACIÓN: SAN LORENZO ALMECATLA	FECHA DE PRUEBA: 28 - ENERO - 2004
CONTRATISTA:	CLASIFICACIONN 4

DATOS		LIMITES DE ATTERBERG		GRANULOMETRÍA	
No. DE PROBETA	4	% LIMITE LIQUIDO	37.1	% GRAVA	0
No. DE ENSAYE	1	% LIMITE PLÁSTICO	18.6	% ARENA	41.59
PROFUNDIDAD (m)	0.20 - 1.00	% INDICE PLÁSTICO	18.5	% FINOS	68
No. SONDEO	PCA - 4	% CONTRACCIÓN LINEAL	3.3	CLASIF. SUCS	CL
NOMBRE: ARCILLA ARENOSA COLOR CAFÉ					

DATOS		LIMITES DE ATTERBERG		GRANULOMETRÍA	
No. DE PROBETA	4	% LIMITE LIQUIDO	39.00	% GRAVA	0
No. DE ENSAYE	2	% LIMITE PLÁSTICO	20.1	% ARENA	37
PROFUNDIDAD (m)	1.00 - 1.60	% INDICE PLÁSTICO	18.90	% FINOS	63
No. SONDEO	PCA - 4	% CONTRACCIÓN LINEAL	3.7	CLASIF. SUCS	CL
NOMBRE: ARCILLA ARENOSA COLOR CAFÉ					

DATOS		LIMITES DE ATTERBERG		GRANULOMETRÍA	
No. DE PROBETA		% LIMITE LIQUIDO		% GRAVA	
No. DE ENSAYE		% LIMITE PLÁSTICO		% ARENA	
PROFUNDIDAD (m)		% INDICE PLÁSTICO		% FINOS	
No. SONDEO		% CONTRACCIÓN LINEAL		CLASIF. SUCS	
NOMBRE:					

DATOS		LIMITES DE ATTERBERG		GRANULOMETRÍA	
No. DE PROBETA		% LIMITE LIQUIDO		% GRAVA	
No. DE ENSAYE		% LIMITE PLÁSTICO		% ARENA	
PROFUNDIDAD (m)		% INDICE PLÁSTICO		% FINOS	
No. SONDEO		% CONTRACCIÓN LINEAL		CLASIF. SUCS	
NOMBRE:					

OBSERVACIONES:

LABORATORISTA

JEFE DE LABORATORIO

Vo. Bo. GERENTE TÉCNICO

TEC. PEDRO FLORES FALCÓN

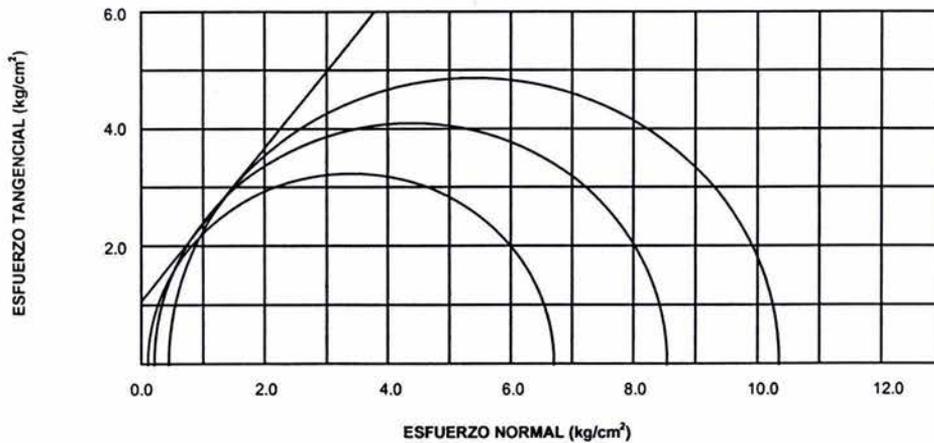
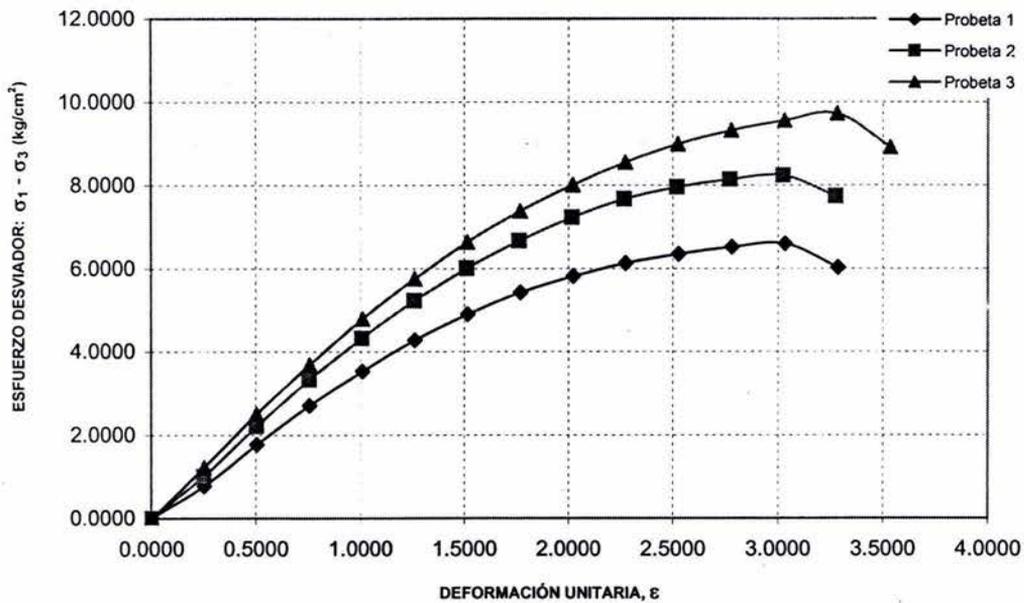
TEC. DANIEL FLORES FALCÓN

ING. MARIO MORALES GONZÁLEZ

OBRA:	S.E SAN LORENZO	FECHA:	25/01/2003
LOCALIZACIÓN:	SAN LORENZO PUEBLA	No. DE MUESTRA	M-1
DESCRIPCIÓN:	ARCILLA ARENOSA COLOR CAFÉ	No. SONDEO:	PCA-1
CONTRATISTA:		PROFUNDIDAD:	1.40 - 1.60 M

σ_3 (kg/cm ²)	σ_1 (kg/cm ²)	ϵ_{50} %	E_{50} (kg/cm ²)	e_i	Gw %	w %	Gs	γ_m t/m ³	γ_d t/m ³
0.125	6.722	0.9397	351.03	0.91	49.00	17.82	2.51	1.546	1.312
0.250	8.483	0.9553	430.91	0.97	59.24	22.88		1.566	1.274
0.500	10.229	1.0280	473.19	0.92	49.31	18.06		1.544	1.308

GRÁFICO DE ESFUERZO DEFORMACIÓN

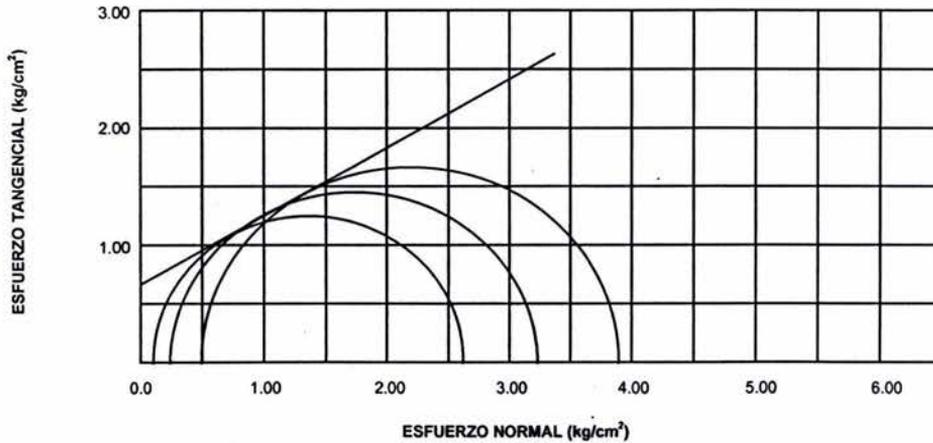
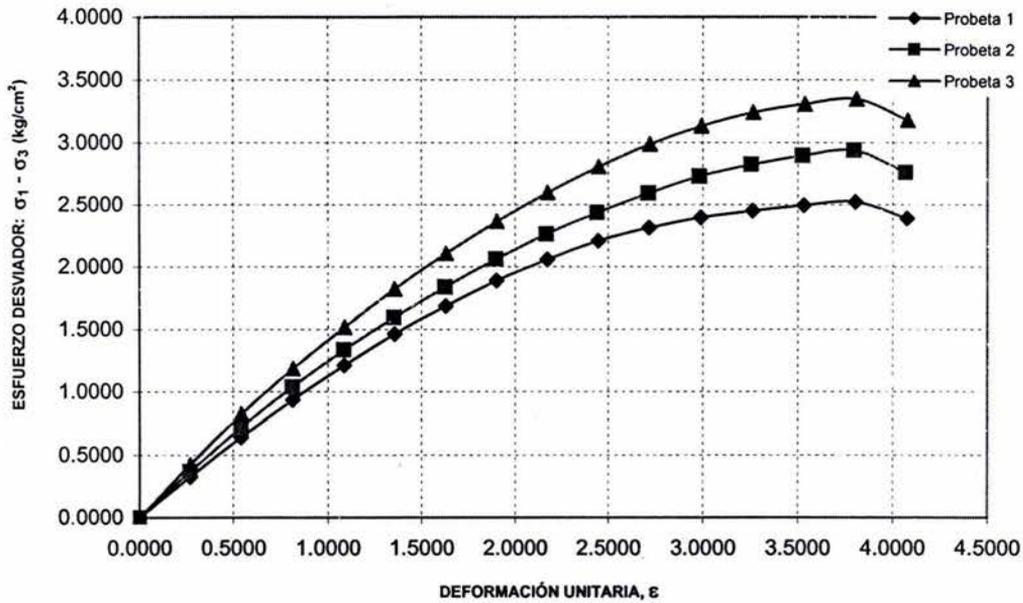


$c = 1.10 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 49^\circ$

OBRA:	S.E SAN LORENZO	FECHA:	27/01/2003
LOCALIZACIÓN:	SAN LORENZO PUEBLA	No. DE MUESTRA	M-2
DESCRIPCIÓN:	ARCILLA ARENOSA COLOR CAFÉ	No. SONDEO:	PCA-2
CONTRATISTA:		PROFUNDIDAD:	

σ_3 (kg/cm ²)	σ_1 (kg/cm ²)	ϵ_{50} %	E_{50} (kg/cm ²)	e_i	Gw %	w %	Gs	γ_m t/m ³	γ_d t/m ³
0.125	2.647	1.1419	110.44	1.13	61.81	28.17	2.49	1.495	1.166
0.250	3.188	1.2255	119.89	1.11	62.04	27.62		1.507	1.181
0.500	3.848	1.2284	136.29	1.13	62.80	28.45		1.503	1.170

GRÁFICO DE ESFUERZO DEFORMACIÓN

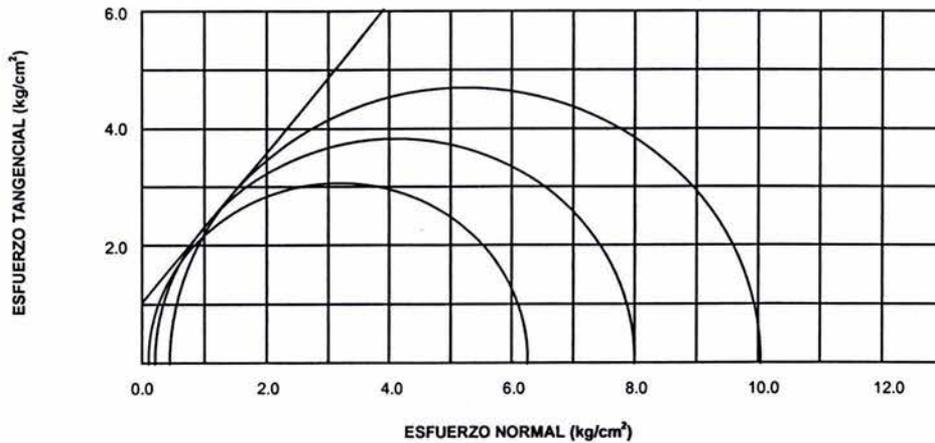
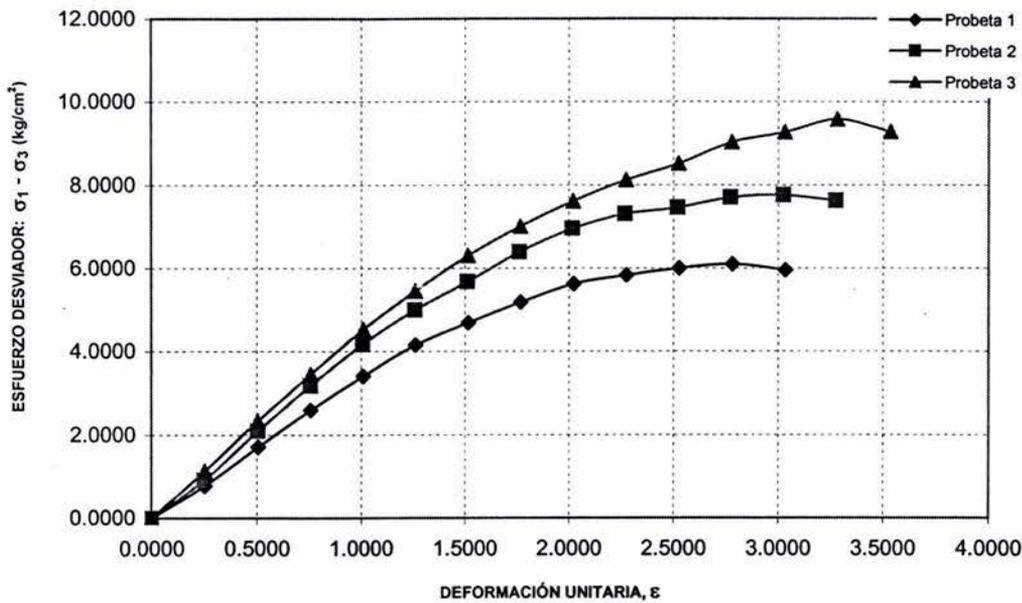


$c = 0.68 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 28^\circ$

OBRA:	S.E. SAN LORENZO	FECHA:	27/01/2003
LOCALIZACIÓN:	SAN LORENZO PUEBLA	No. DE MUESTRA	M-3
DESCRIPCIÓN:	ARCILLA ARENOSA COLOR CAFÉ	No. SONDEO:	PCA-3
CONTRATISTA:		PROFUNDIDAD:	

σ_3 (kg/cm ²)	σ_1 (kg/cm ²)	ϵ_{50} %	E_{50} (kg/cm ²)	e_i	Gw %	w %	Gs	γ_m t/m ³	γ_d t/m ³
0.125	6.223	0.8761	348.04	0.94	51.20	19.39	2.49	1.530	1.282
0.250	8.006	0.9163	423.22	1.01	57.70	23.44		1.529	1.239
0.500	10.080	1.2464	384.32	0.96	52.62	20.25		1.528	1.271

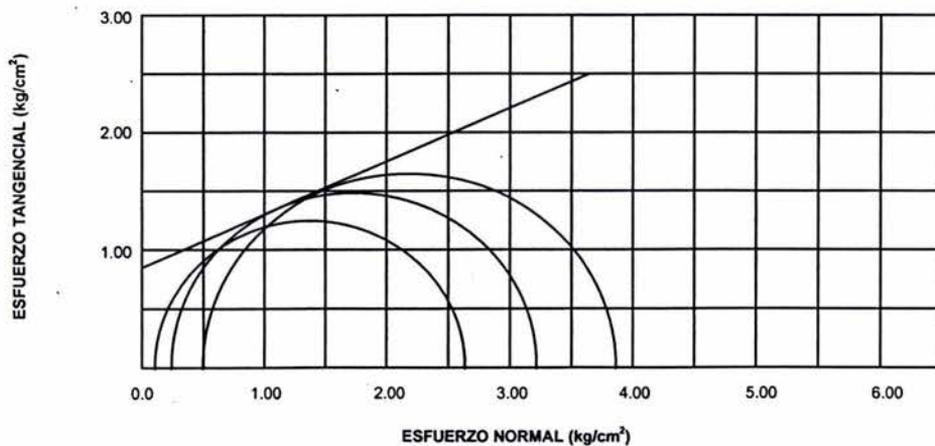
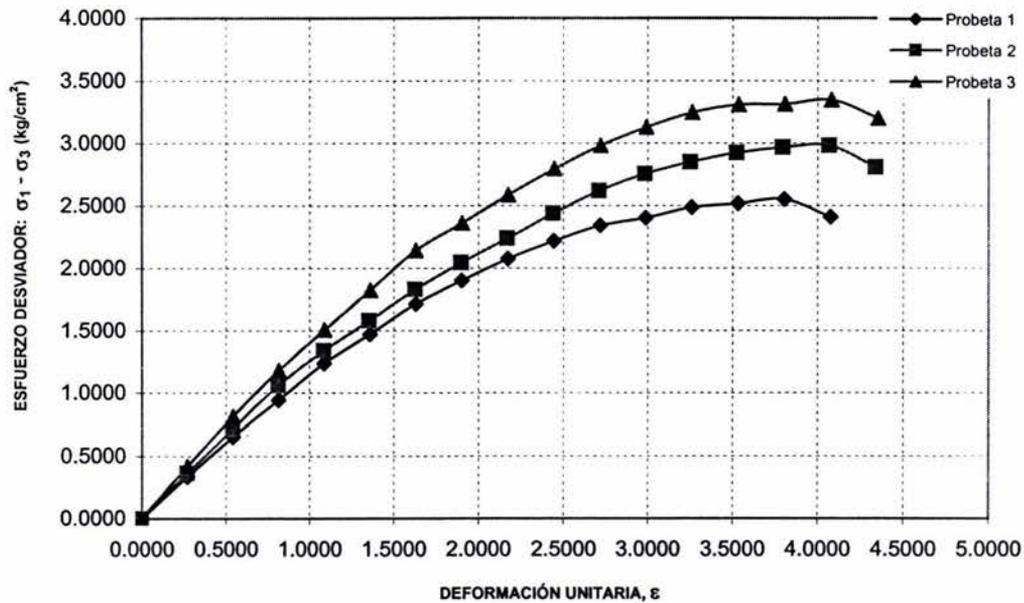
GRÁFICO DE ESFUERZO DEFORMACIÓN



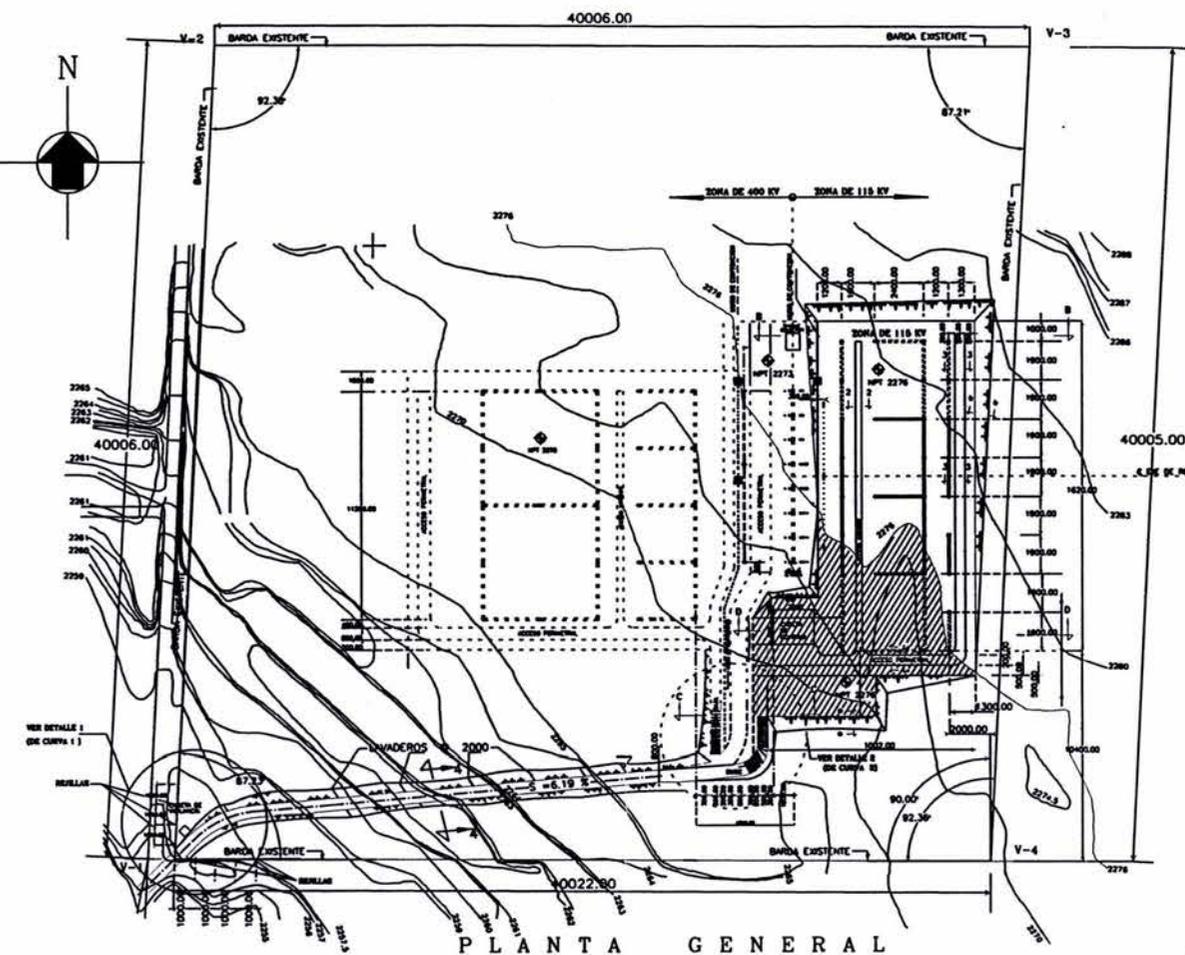
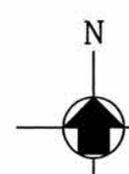
OBRA:	S.E. SAN LORENZO	FECHA:	28/01/2003
LOCALIZACIÓN:	SAN LORENZO PUEBLA	No. DE MUESTRA	M-4
DESCRIPCIÓN:	ARCILLA ARENOSA COLOR CAFÉ	No. SONDEO:	PCA-4
CONTRATISTA:		PROFUNDIDAD:	

σ_3 (kg/cm ²)	σ_1 (kg/cm ²)	ϵ_{50} %	E_{50} (kg/cm ²)	e_i	Gw %	w %	Gs	γ_m t/m ³	γ_d t/m ³
0.125	2.675	1.1311	112.72	1.04	59.18	24.89	2.47	1.513	1.211
0.250	3.233	1.2568	118.67	1.04	61.18	25.82		1.521	1.209
0.500	3.846	1.2306	135.95	1.02	57.91	23.87		1.516	1.224

GRÁFICO DE ESFUERZO DEFORMACIÓN

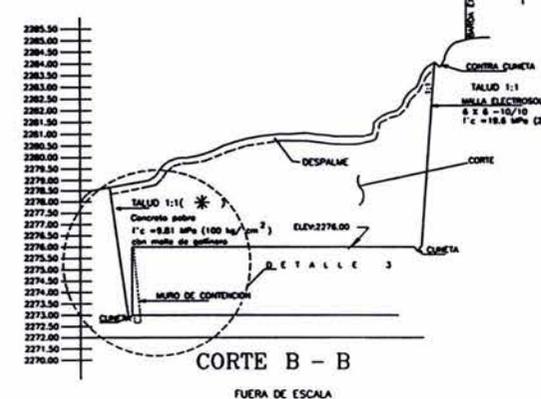
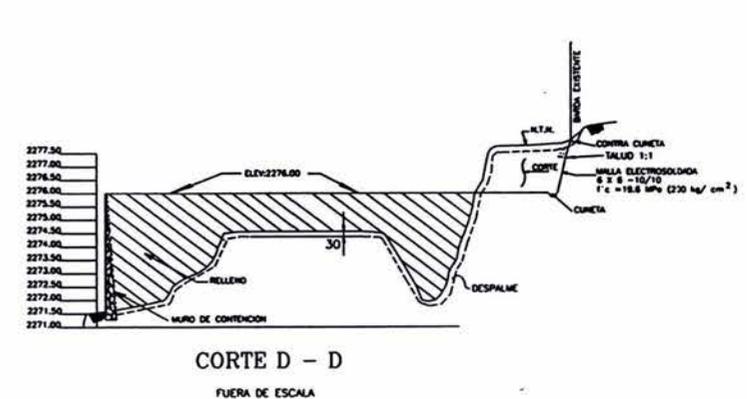
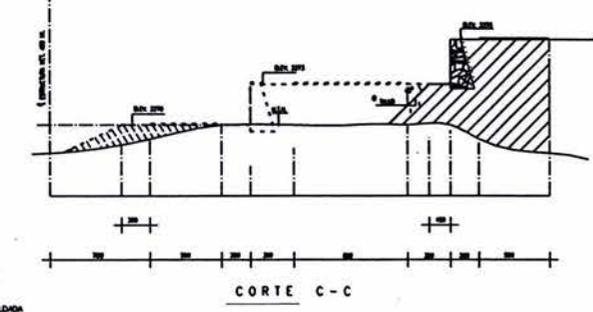


$c = 0.82$ kg/cm²
 $\phi = 23^\circ$



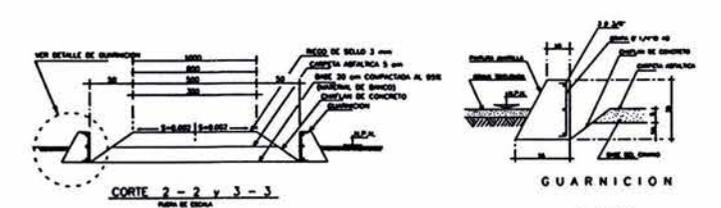
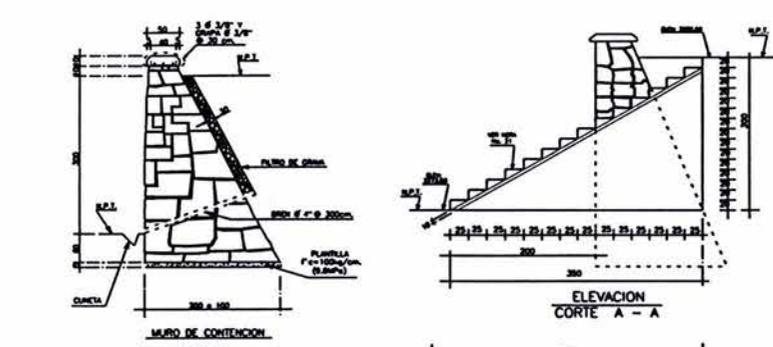
- SIMBOLOGIA.**
- FUTURO
 - MURO DE CONTENCIÓN
 - /// RELLENO
 - CORTE
 - DESPALME

- NOTAS**
- 1.-ACOTACIONES EN CENTIMETROS Y ELEACIONES EN METROS.
 - 2.-LA ELEACION INDICADA EN LA PLANTILLA CORRESPONDE AL NIVEL DE TERRACENA.
 - 3.-DEBE CONCRETARSE AL MENOS 18.8 MPa (130 kg/cm²) Y ACERO F_y=112 MPa (4300 kg/cm²)
 - 4.-TODAS LAS ARMES VISIBLES LLEVARAN UN CHURLIN DE 20mm
 - 5.-EL NIVEL DE PISO TERMINADO DE DEBE HACER COMO LO ESTABLEZCAN LAS ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION PARA BASES DE CONCRETO CON TRAZADO PARA A BASE DE CONCRETO DE 3.00' POR 10' DE ESPESOR Y MEDIDA DE 50'x50' EN PLANTILLA DE 1:5 CON UN ESPESOR DE 5 CM. DEBEN CONCRETAR Y VIBRAR EL PISO PARA RECIBIR EL ACABADO FINAL.
 - 6.-EL NIVEL DE LAS CUBIERTAS DEBEN DE SER DE 2 M. HALLAR LAS ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION DE ACUERDO EN EL DETALLE.
 - 7.-LOS ACCESOS DEBEN CONCRETARSE CON MATERIAL DE BASE Y LAS TERRACENAS DE MATERIAL DE CORTE O DE BANCOS, COMPACTADOS AL SOL DE LA PRIMA FRACCION DE C.F.J.E. Y TERMINADO DE REGO DE IMPERMEACION A RAZON DE 1.3 A 1.7 kg/m² DE IMPERME. F.M.
 - 8.-TALUD EN CORTE 1:1 TALUD EN RELLENO 1:2 Y 1:1
 - 9.-LA CARPETA DEBEN PROPORCIONARSE DE REGO DE LIGA Y DE MIERDA 3%.
 - 10.-LA SUPERFICIE DE COBERTURA EN INTERSECCIONES CON MUROS DE 30 CM. O 600 CM PARA SERVICIO DEL CABLEADO DEBEN SER FINO Y DE MIERDA CON PUNTA MUELLO (CATEDRAL)
 - 11.-LA COBERTURA DE LA MANA A PLANTILLA DEBEN DE CONCRETO ARMADO F_y=18.8 MPa (130 kg/cm²) PUNTO DE 20mmx20mm @ 1/2" @ 20 EN A.S. ACABADO MARMARITICO.
 - 12.-LOS TALUDES, CORRIENTES, CUNETAS, MUROS DEBEN CONCRETARSE CON CONCRETO ARMADO EN UNA PROPORCION 1:5 Y MALLA ELECTRODOLADA DE 6mm-10/10.
 - 13.-PARA LA LOCALIZACION DE LAS ESTRUCTURAS Y EL EQUIPO DEBEN CONSULTARSE LOS PLANOS DE DISTRIBUCION DE EQUIPO
 - 14.-ANTES DE CONCRETAR LA TERRACENA CONSULTAR EL INFORME DE MECANICA DE SUELOS NUB-130-03
 - 15.-EL MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACIONES CUALQUIERA QUE ESTA SEA DEBEN RETENIRSE DEL LUGAR.
 - 16.-DEBE DESPALMARSE EL TERRENO QUE OCUPA LA PLANTILLA 30 CM.
 - 17.-DE DEBE RESPETAR LAS ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION INDICADAS POR EL A.C.C.I. EN SU EDICION PARA APROXIMADAMENTE CEMENTO, BARRAS Y DESPUES DE LA CONSTRUCCION.
 - 18.-EL CHURLIN DE CONCRETO DE 5 CENTIMETROS DE ESPESOR
 - 19.-LOS ANCLAJES Y TRINCHAPES DEBEN DE 40 Ø MINIMO
 - 20.-EN ZONA DE MANOBRAS O ACCESO AL EDIFICIO NO SE CONCRETARA SUPERFICIE CONCRETADA INCLUSIVE UN RINDE PARA QUE NO SE GASE EL ACCESO
 - 21.-EL NIVEL TERMINADO DE TERRACENA DEBEN TENER UNA PENDIENTE MINIMA DEL 0.5 % HACIA LOS LIMITE DE LA PLANTILLA DE TAL MANERA QUE SIFON LA ADMISION DE AGUA EN ESTA.
 - 22.-LOS COLAJES DE LAS LOSAS DE RECONCRETO DEBEN HAYER EN FORMA ALTERNIA CON JUNTAS DE SEPARACION DE 0.5 METROS LONGITUD Y LARGA Y SELLADO CON MATERIAL IMPERMEABLE LA SEPARACION MINIMA ENTRE JUNTAS DEBEN DE 300 CM.
 - 23.-PARA EVITAR EN LO POSIBLE EL CRECIMIENTO DE HIERBA EN LA PLANTILLA HAYER ALCANZADO EL NIVEL DE PROYECTO DE LAS TERRACENAS DEBEN TRAZAR LA SUPERFICIE DE ESTA MEDIANTE LA APLICACION DE UNA MEZCLA EN SECO CALABAZA, LIS ESTERIDA Y HUMEDAD DE ACUERDO A LA ESPECIFICACION EPHT-07-002 DE LA C.F.J.E.
 - 24.- EL TALUD (*) DEBE DE ENCONTRAR JUNTAS AL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO F_y = 18.8 MPa (130 kg/cm²)
 - 25.-LA PUERNA DE ACCESO ACTUAL DE REUBICAR EN SU NUEVO
 - 26.- EL N.P.T. DE LA CARPETA DE VOLADURA DEBE TENER 30 CM ANCHO (COMO MINIMO) QUE EL NIVEL DE LA CARPETA DE ACCESO.
 - 27.- EL NIVEL DE PISO TERMINADO DE LA ALICANTILLA DEBEN DETERMINADO EN EL SIND.

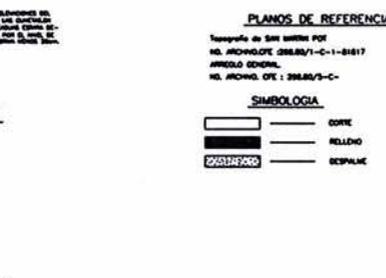
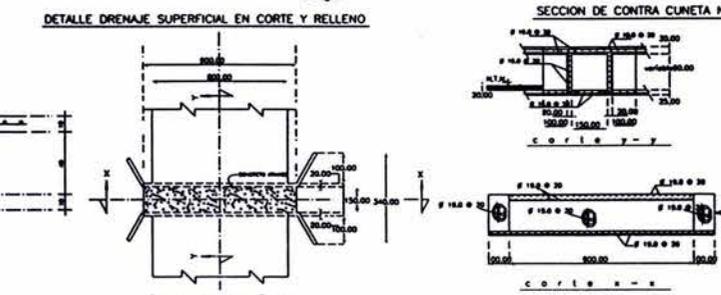
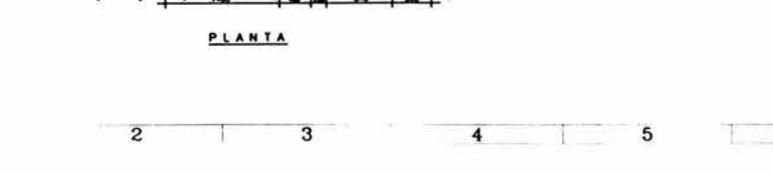
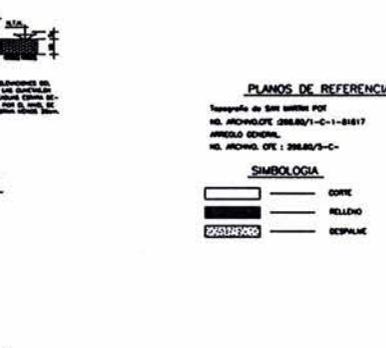
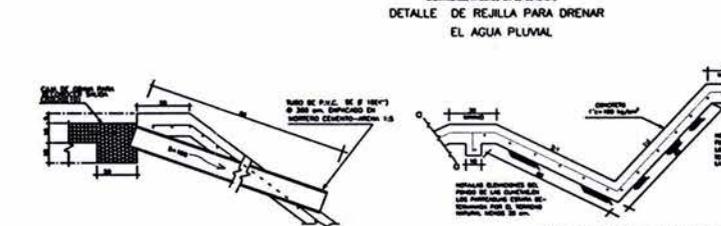
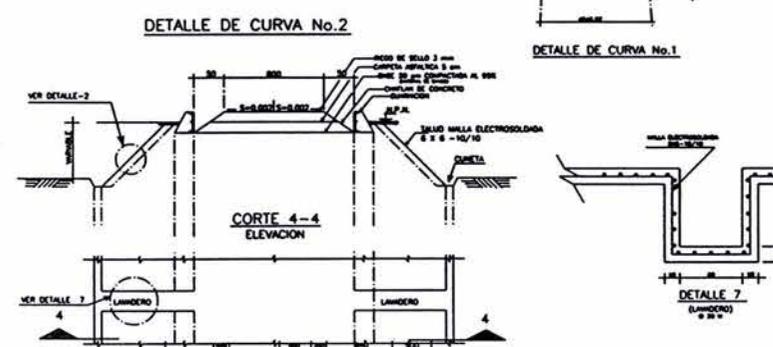
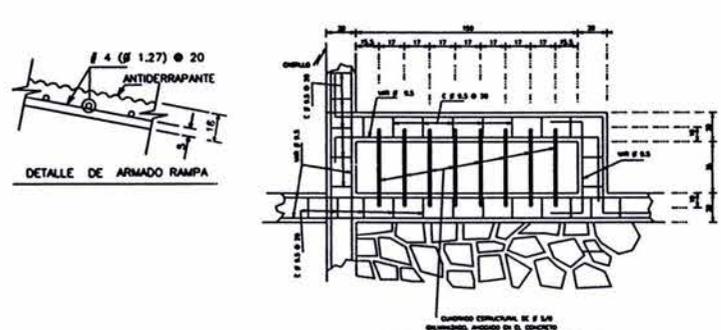
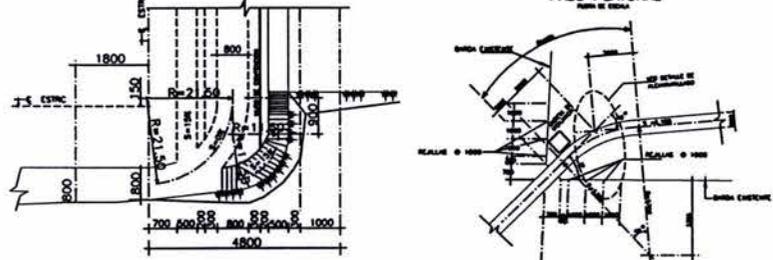
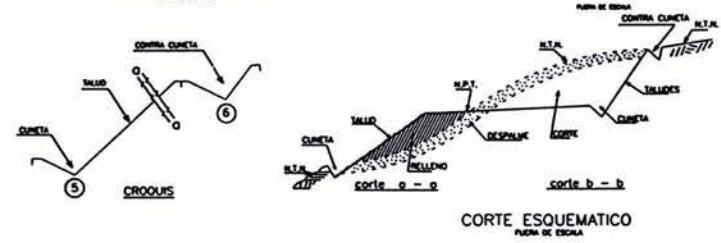
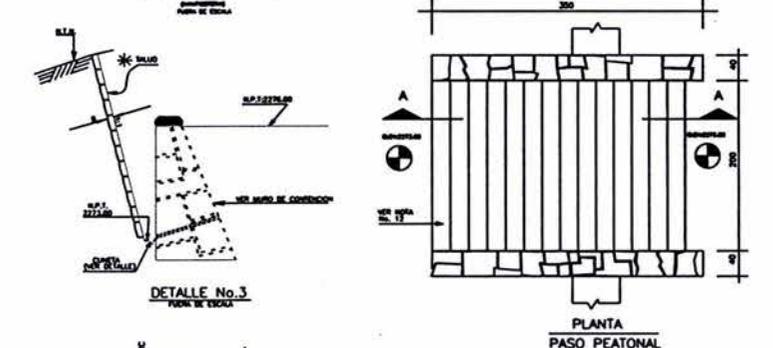


PLANOS DE REFERENCIA
 ARREDOLO GENERAL 400/115 KV
 No ARCHIVO CFE: 298.90/S-C-7-84236
 TOPOGRAFIA SAR: MARTIN POT
 No ARCHIVO CFE: 298.90/1-C-1-81817

FES ACATLAN	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
PROYECTO: S.E. SAN MARTIN POTENCIA (SWITCHEO)	
TITULO: TERRACERIAS Y DETALLES	
TESIS PROFESIONAL	PLANO 4
ROBERTO RODARTE MARTINEZ	HOJA 1 DE 2



- NOTAS**
- 1.-ACOTACIONES EN CENTIMETROS Y ELEVOACIONES EN METROS.
 - 2.-LA ELEVACION INDICADA EN LA PLANTILLA CORRESPONDE AL NIVEL DE TERMINACION.
 - 3.-USAR CONCRETO f=19.8 MPAS (kg/cm²) Y ACERO F=42 MPAS (kg/cm²)
 - 4.-TODAS LAS ARISTAS VISIBLES LLEVARAN UN CHAPLAN DE 20mm
 - 5.-EL NIVEL DE PISO TERMINADO DE DEBE SER COMO LO ESTABLEZCAN LAS ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION PARA SUBESTACIONES CON TERMINO FINAL A BASE DE GRASA TERMINADA 3/4" CON 10 cm DE ESPESOR Y MEZCLA DE CEMENTO EN PROPORCION DE 1:3 CON UN ESPESOR DE 2 cm. RESERVO CONCRETO Y MEZCLA DE PISO PARA RECIBIR EL ACABADO FINAL.
 - 6.-LA PENDIENTE DE LAS CUNETAS DEBERA DE SER DE 1/4" A MENOS LAS ESPECIFICA - CONDES DE CONSTRUCCION SE INDICA EN EL DETALLE.
 - 7.-LOS ACCESOS DEBEN CONSTRUIRSE CON MATERIAL DE BASE Y LAS TERMINACIONES DE MATERIAL DE CORTE O DE BANCO, COMPACTADOS A BASE DE LA PRUEBA PRACOR DE C.F.Z. Y TERMINADO DE PISO DE IMPRESION A RASO DE 1.3 A 1.7 kg/cm² DE REFALDO F.A.
 - 8.-TALUD EN CORTE 1:1 TALUD EN RELLENO 1:2 Y 1:1
 - 9.-LA CUNETAS DEBERA PROPORCIONARSE DE PISO DE LIGA Y DE MATERIAL 3a.
 - 10.-LA GUARNICION DE CONSTRUCCION SIN IMPERMEABILIZACIONES CON ABERTURAS DE 30 cm. Ø 600 mm PARA DRENAR EL COMPULE ACABADO SERA PISO Y DE PAVIMENTO CON PAVIMENTO - ESTERILIZADO
 - 11.-LA CONSTRUCCION DE LA BARRA A PLANTILLA SERA DE CONCRETO ARMADO F=19.8 MPAS 200 kg/cm² SPALNE 30mm/ACERO 1/2" EN AS. ACABADO ANTIARRASTRE.
 - 12.-LOS TALUDES CON TALUDS DE 1:1 DEBEN CONSTRUIRSE CON CEMENTO-arena EN UNA PROPORCION 1:5 Y MALLA ELECTROREOLADA DE 60-10/12.
 - 13.-PARA LA LOCALIZACION DE LAS ESTRUCTURAS Y EL EQUIPO DEBERA COMBINARSE LOS PLANOS DE IMPRESION DE EQUIPO.
 - 14.-ANTES DE CONSTRUIR LA TERMINACION CONSULTAR EL INFORME DE MEDICINA DE SUELOS M-83-130-05
 - 15.-EL MATERIAL PRODUCIDO DE EXCAVACIONES CUALQUIERA QUE ESTE SEA DEBERA RETIRARSE DEL LUGAR.
 - 16.-DEBE DESPUNTARSE EL TERRENO QUE CUBRIRA LA PLANTILLA DE 25 cm DE ESPESOR.
 - 17.-SE DEBERA RESPECTAR LAS ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION INDICADAS POR EL A.C.C. EN SUS EDCIONES PLANAS APLICACIONES PARA CIMENTACIONES, BARRAS Y ESCALAS DE LA CONSTRUCCION.
 - 18.-EL CHAPLAN DE CONCRETO DE 5 CENTIMETROS DE ESPESOR
 - 19.-LOS ANCLAJES Y VINCULOS SERAN DE 40 # 30mm
 - 20.-EN ZONA DE MANIOBRAS O ACCESO AL EQUIPO NO SE CONSTRUIRA GUARNICION CONSTRUYENDOSE UN REJILLA PARA QUE NO SE DRENE EL ACCESO
 - 21.-EL NIVEL TERMINADO DE TERMINACION DEBERA SER COMO LO ESTABLEZCAN LAS ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION PARA SUBESTACIONES CON TERMINO FINAL A BASE DE GRASA TERMINADA 3/4" CON 10 cm DE ESPESOR Y MEZCLA DE CEMENTO EN PROPORCION DE 1:3 CON UN ESPESOR DE 2 cm. RESERVO CONCRETO Y MEZCLA DE PISO PARA RECIBIR EL ACABADO FINAL.
 - 22.-LOS COLAJOS DE LAS LOSAS DE RECUBRIMIENTO DE DEBERA EN FORMA ALTERNADA CON JUNTAS DE DILATACION DE 0.3 metros LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL CON MATERIAL REFALDO LA ESPANORA DEBERA SER DE 200 mm.
 - 23.-PARA ENFER EN LO POSIBLE EL CONCRETO DE HERRA EN LA PLANTILLA SERA VERIFICADO EL NIVEL DE PROYECTO DE LAS TERMINACIONES SE HARAN LA SUPERFICIE DE ESTA MEDIANTE LA PRUEBA DE UNA MEZCLA EN SECCION DE 100 cm DE ESPESOR Y TRANSACCION DE ACUERDO A LA ESPECIFICACION SP-107-05 DE LA C.F.Z.



F E S ACATLAN	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
PROYECTO: S.E. SAN MARTIN POTENCIA (SWITCHEO)	
TITULO: TERRACERIAS Y DETALLES	
TESIS PROFESIONAL	
ROBERTO RODRIGUEZ MARTINEZ	
PLANO 4 HOJA 2 DE 2	

Capacidad de carga.

Es importante mencionar que para efectos del cálculo de la capacidad de carga no se toma en cuenta la resistencia debida al ángulo de fricción interna del suelo, ya que, de considerarlo el valor de capacidad de carga sería muy elevado, por lo que, se toma el criterio de considerar para el cálculo de la capacidad de carga del estrato de apoyo, solo el valor de la cohesión del suelo, ya que el material es predominantemente arcilloso, por lo que tomando en cuenta lo anterior se utiliza la teoría de Skempton.

Teoría de Skempton.

La capacidad de carga se presenta utilizando la teoría de Skempton que toma en cuenta las características estratigráficas, los resultados de pruebas de compresión confinada y no confinada, la profundidad de desplante de la cimentación, tal capacidad de carga se calcula mediante la siguiente expresión:

$$q_a = c N'_c / FS + \gamma_m D_f$$

Donde:

q_a = Capacidad de carga admisible

c = Cohesión del suelo más bajo representativo

D_f = profundidad de desplante

B = Ancho de cimentación unitario

γ_m = Peso volumétrico natural variable

N'_c = factor de capacidad de carga de Skempton

Se consideró un factor de seguridad de 3 para el cálculo de la capacidad de carga admisible en el estrato de apoyo.

Para facilitar la información de la carga admisible del terreno para cada uno de los sondeos realizados, se presenta la tabla 6

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE TABLA 6

Sondeo	γ_m	Df	ϕ	N'c	B	c	q_a	q_a
	(Ton/m ³)	(m)			(m)	(ton/m ²)	(Ton/m ²)	(Mpa)
PCA 1	1.546	1.00	49°	5.14	1.0	11.0	20.39	0.200
PCA 1	1.546	1.50	49°	5.14	1.0	11.0	21.17	0.207
PCA 2	1.503	1.00	28°	5.14	1.0	6.8	13.15	0.129
PCA 2	1.503	1.50	28°	5.14	1.0	6.8	13.91	0.136
PCA 3	1.529	1.00	50°	5.14	1.0	10.0	18.66	0.183
PCA 3	1.529	1.50	50°	5.14	1.0	10.0	19.43	0.190
PCA 4	1.516	1.00	23°	5.14	1.0	8.2	15.57	0.153
PCA 4	1.516	1.50	23°	5.14	1.0	8.2	16.32	0.160

El dimensionamiento de la cimentación se realizará involucrando las descargas al nivel de desplante y la capacidad de carga admisible; en ningún caso, la presión de contacto entre la estructura de cimentación y el suelo de desplante rebasará la capacidad de carga admisible.

Análisis de asentamientos elásticos.

Al transmitir el peso de la estructura al terreno de cimentación, se producirán en el terreno de cimentación asentamientos inmediatos (elásticos), el cálculo de los asentamientos inmediatos se realiza utilizando la expresión definida para una placa rígida apoyada en un medio semi-infinito.

$$\delta = q_0 B \frac{(1 - \nu^2)}{E} \alpha$$

Donde:

q_0 presión de contacto aplicada al suelo de cimentación,

B ancho de la cimentación

ν relación de Poisson, 0.30

E módulo de rigidez del suelo de cimentación

α factor de forma

Los asentamientos elásticos esperados por la compresión del suelo al transmitir la carga de la estructura, se presentan en la tabla 7

CALCULO DE LOS ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS (TABLA 7)

Sondeo	Profundidad	q_o	B	ν	E	α	δ_e
		(Kg./cm ²)	(cm.)		(Kg./cm ²)		(cm.)
PCA 1	1.00	1.885	100	0.28	430	0.82	0.33
PCA 1	1.50	1.885	100	0.28	430	0.82	0.33
PCA 2	1.00	1.165	100	0.30	119	0.82	0.73
PCA 2	1.50	1.165	100	0.30	119	0.82	0.73
PCA 3	1.00	1.713	100	0.28	384	0.82	0.34
PCA 3	1.50	1.713	100	0.28	384	0.82	0.34
PCA 4	1.00	1.405	100	0.30	118	0.82	0.89
PCA 4	1.50	1.405	100	0.30	118	0.82	0.89

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La capacidad de carga admisible, contemplando que los esfuerzos internos en la estructura del estrato se desarrollarán en la cohesión del suelo, y calculada mediante el criterio de Skempton se presentan en la siguiente tabla 8

RESULTADOS (TABLA 8)

Sondeo	Df	q_a	q_a
	(m)	(Ton/m ²)	(Mpa)
PCA 1	1.00	20.39	0.200
PCA 1	1.50	21.17	0.207
PCA 2	1.00	13.15	0.129
PCA 2	1.50	13.91	0.136
PCA 3	1.00	18.66	0.183
PCA 3	1.50	19.43	0.190
PCA 4	1.00	15.57	0.153
PCA 4	1.50	16.32	0.160

- Los asentamientos elásticos esperados por la compresión del suelo al transmitir la carga de la estructura, se presentan en la siguiente tabla, siendo estos de tipo inmediato, los cuales se presentarán durante la construcción de la estructura.

Solución de Cimentación.

La solución de la cimentación de las estructuras mayores y menores se podrán resolver de acuerdo al terreno estudiado con:

- a) Zapatas Aisladas a Corridas (Concreto Reforzado).
- b) Losas de Cimentación (Concreto Reforzado).

Desplantadas a 1.0 m de profundidad respecto al nivel de terracerías terminadas, verificando que se esté en el depósito de arenas limosas café. Se diseñará con una capacidad de carga neta admisible $q_a = 15 \text{ ton/m}^2$. Para la combinación de cargas permanentes y accidentales más desfavorables la capacidad de carga anterior se podrá incrementar hasta en un 30%.

La cimentación de las estructuras que estén sujetas a fuerzas de tensión deberá desplazarse a una profundidad tal que estas fuerzas se contrarresten con el peso de la zapata y el relleno sobre la misma.

Recomendaciones.

- a) Antes de llevar a cabo cualquier trabajo se deberá despallar por lo menos 30cm del terreno natural.
- b) Los rellenos que se requieran construir para conformar las plataformas, se podrán realizar con el material producto del corte en el sitio (Ver Plano 4 de Terracerías).
- c) En la subestación los cortes se harán con tractor y la compactación del material con rodillos lisos vibratorios en capas de 20 cm de espesor hasta lograr el 95% del peso volumétrico seco máximo.
- d) El peso *Proctor* obtenido en el laboratorio a una muestra de suelo del lugar fue de 1487 kg/m³ con 22% de contenido de agua óptimo.

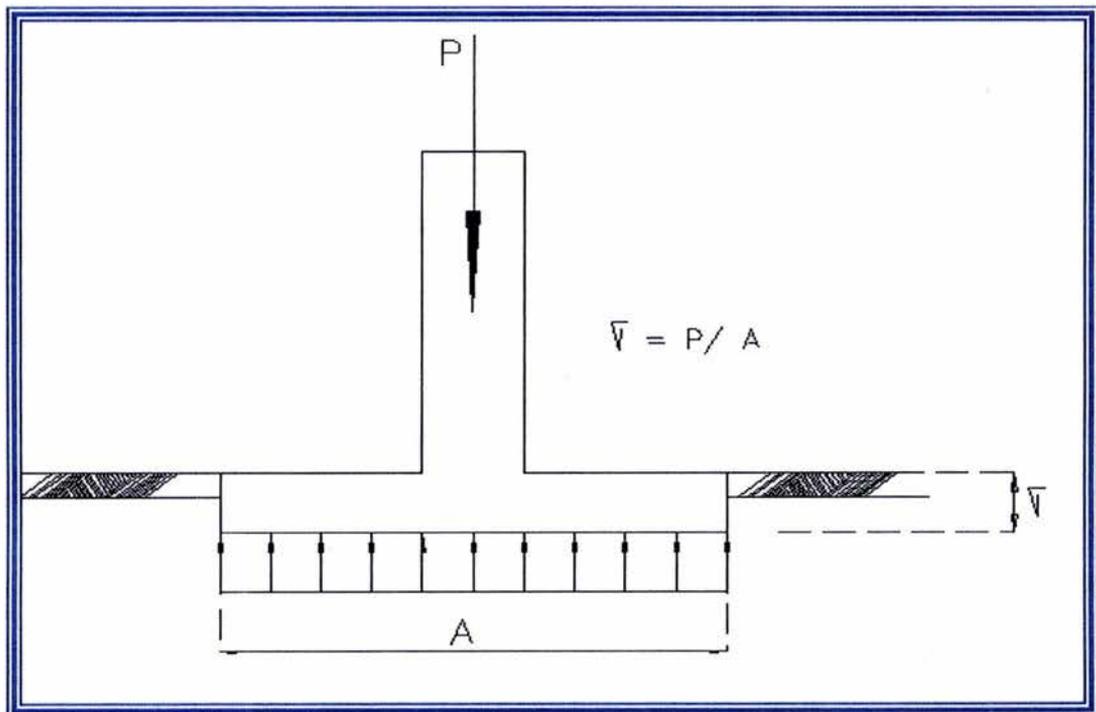
- e) Se excavarán las cepas para alojar a las zapatas con taludes verticales hasta la profundidad de desplante, enseguida se procederá a colar en el fondo de las mismas una plantilla de concreto pobre de 5 cm de espesor.
- f) A continuación, se deberán construir las zapatas y el relleno sobre las mismas de modo que las cepas estén abiertas el menor tiempo posible.
- g) El relleno sobre las zapatas podrá construirse con el material producto de la excavación exceptuando la capa vegetal.
- h) El material se colocará en capas de 15 cm de espesor y se compactará mediante placas vibratorias para el suelo granular y bailarinas en el caso de suelos arcillosos hasta el 95% de su peso máximo.

2.5 Distribución de presiones debajo de una zapata aislada.

Con las dimensiones de una zapata se alcanza la rigidez suficiente, para suponer que la distribución de esfuerzos debajo de la misma es uniforme (cuando la carga esta centrada).

Si (P) es la carga centrada a transmitir y (A) es la superficie de apoyo de la zapata, la tensión a que se solicita el suelo es uniformemente distribuida e igual (ver ilustración 15).

Ilustración 15 Distribución de Presiones



Cuando la resultante de las cargas no pasa por el centro de gravedad de la zapata hay disparidad de criterios entre distintas normas:

Reglas Pour Le Calcul Des Fondation Superficielles del D.T.V (Norma Francesa)

Si se admite que la zapata distribuye las presiones según una ley lineal, el diagrama de presiones adopta una forma trapecoide o triangular ya que no podemos admitir ninguna tracción en el plano de contacto. (Ver Ilustración 16)

Por lo tanto el diagrama debe satisfacer las siguientes condiciones:

1. Distribución trapecoide de las tensiones.- La tensión a un cuarto (1/4) del ancho de la zapata no debe sobrepasar el valor de la tensión media admisible del esfuerzo, es decir

$$\sigma_a \geq \frac{3\sigma_1 + 2\sigma}{4} \quad e < L/6$$

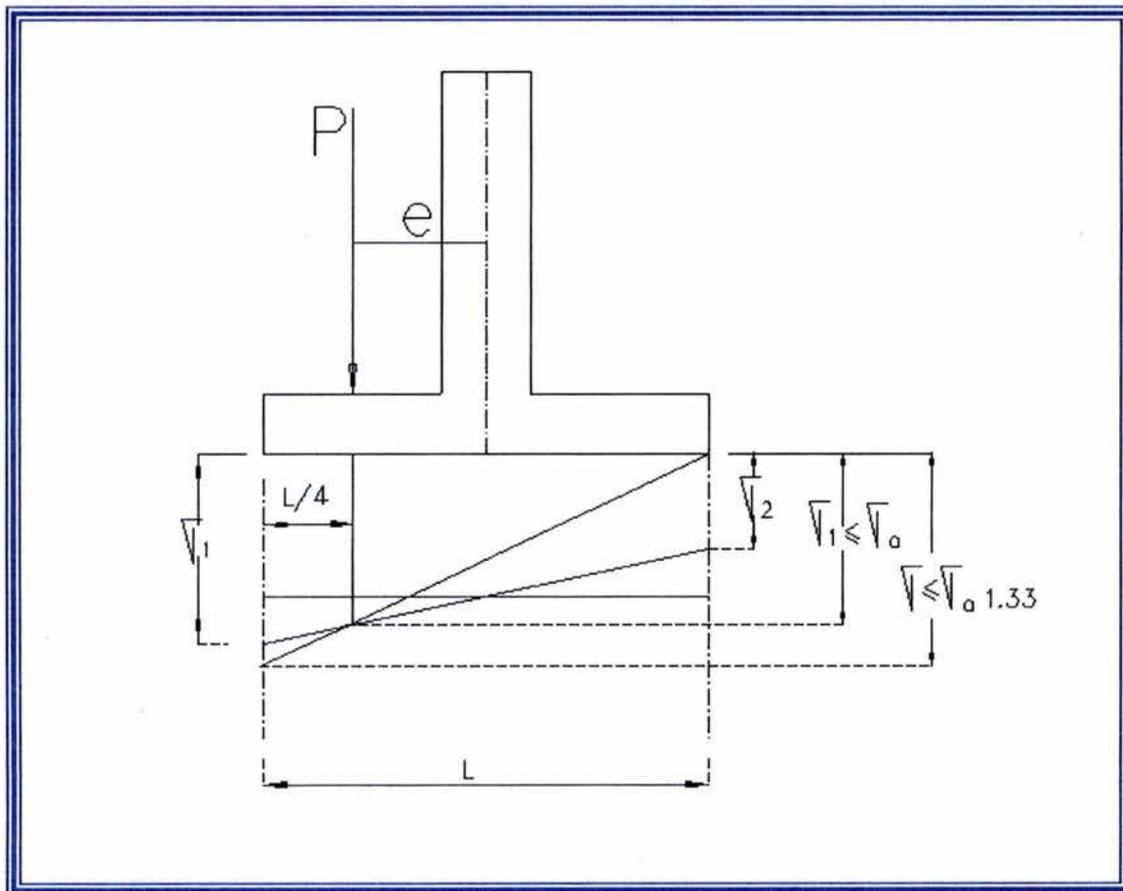


Ilustración 16 Distribución Trapecoide de Tensiones.

2. La distribución triangular puede considerarse como un caso limite del anterior, la tensión *mínima* σ_2 es igual a *cero* y la *máxima* debe ser *menor a* $1.33 \sigma_a$. Cuando el esfuerzo normal sea relativamente débil respecto al momento, la excentricidad puede llegar a ser superior a $L/6$, en tal caso, es admisible seguir adoptando el diagrama triangular si el valor de la tensión en la punta del triángulo se mantiene igual o por debajo del valor $1.33\sigma_a$.

(Ver Ilustración 17).

σ_a = Esfuerzo normal.

σ_1 = Esfuerzo máximo.

σ = Esfuerzo.

e = Excentricidad.

$B \times L$ = Area de la zapata.

P = Peso

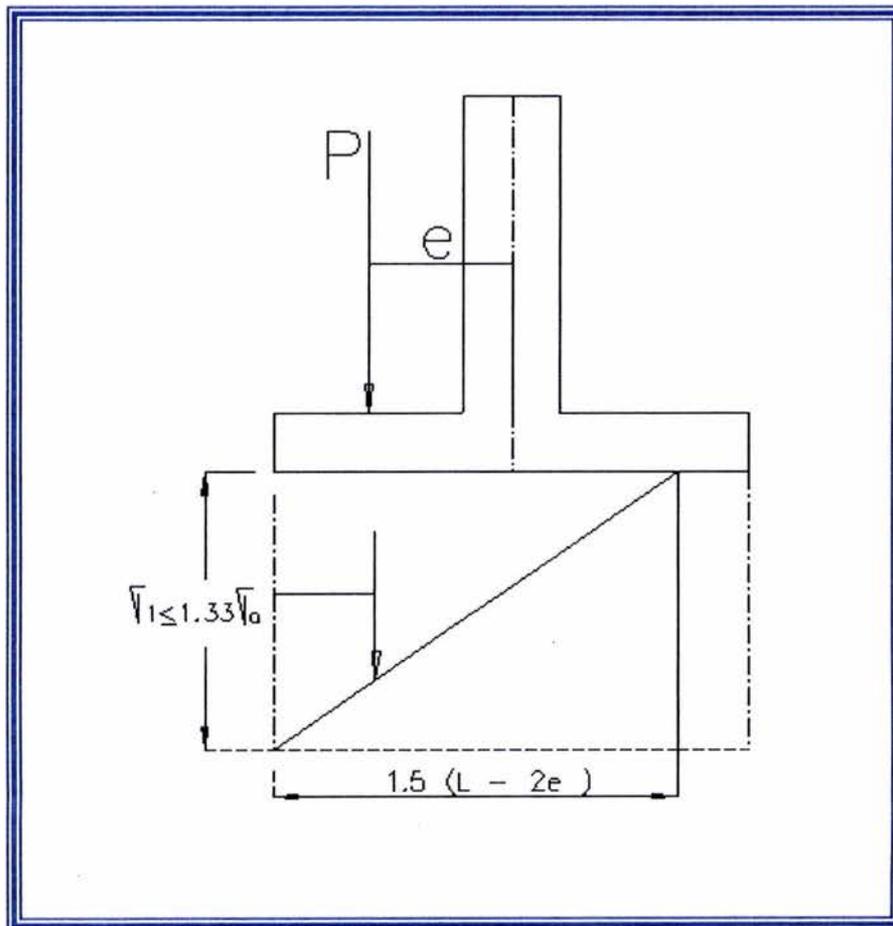


Ilustración 17 Distribución Triangular de Presiones.

Esta condición se cumple si la carga vertical " P " satisface la relación.

$$\sigma = P < \sigma_a (L - 2e) B$$

Recomendaciones en el diseño de zapatas por el ACI 318-95:

- Las zapatas deben ser dimensionales para que soporten las cargas factorizadas y las reacciones inducidas.
- El área base de la zapata deberá determinarse a partir de fuerzas y momentos no factorizados transmitidos al suelo o a pilotes por medio de las zapatas, y la presión permisible del suelo o la capacidad permisible de los pilotes se deberán determinar por medio del estudio de mecánica de suelos.
- El cálculo de los momentos y cortantes para zapatas apoyadas sobre pilotes se puede basar en la suposición de que la reacción de cualquier pilote esté concentrada en el centro del mismo.
- En las zapatas inclinadas o escalonadas el ángulo de inclinación o peralte y la localización de los escalones deberán satisfacer los requisitos del diseño.
- Las zapatas inclinadas o escalonadas que se diseñen como una unidad, se deben construir para asegurar su comportamiento como tal.
- El momento externo en cualquier sección de una zapata se deberá determinar haciendo pasar un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.
- El momento máximo factorizado de una zapata aislada, se deberá calcular en la siguiente forma:
 - a) En el paño de la columna, dado o muro, para zapatas que soporten una columna dado o muro de concreto.
 - b) En el punto medio entre el eje central y el borde del muro, para zapatas que soportan muro de mampostería.
 - c) En el punto medio entre el paño de la columna y el borde de la placa base de acero, para zapatas que soporten una columna con placa de base de acero.
- En zapatas reforzadas en una sola dirección y en zapatas cuadradas reforzadas en dos direcciones el refuerzo debe distribuirse únicamente a través del ancho total de la zapata.
- En las zapatas rectangulares en dos direcciones, el refuerzo en la dirección larga debe distribuirse uniformemente en el ancho total de la zapata, en la dirección corta el refuerzo

es determinado por la fórmula $(2/\beta+1)$. Debe distribuirse uniformemente en una banda de ancho " b " centrada con respecto al eje de la columna o pedestal y que tenga un ancho igual a la magnitud del lado corto de la zapata, el resto del refuerzo debe distribuirse en zonas exteriores de la zapata.

Estados límite de falla.

Los estados límite de falla corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la cimentación o de cualquiera de sus miembros o al hecho de que, sin que se agote la capacidad de carga, se presenten daños irreversibles que afectan la resistencia ante acciones futuras.

Para que no se alcancen estados límite de falla local o de colapso general, extracción, movimiento lateral, desequilibrio estático, flotación, etc. cada uno de estos límites de falla deberán evaluarse para las condiciones más críticas durante la construcción para que tenga una vida útil sana.

Estado límite de servicio.

Los estados de límite de servicio se alcanzan cuando la cimentación llega a estados que afecten su correcto funcionamiento pero no su capacidad para soportar cargas. Deberá revisarse en particular que no resultará excesivo el movimiento vertical medio (hundimiento o emersión) con respecto al nivel del terreno circundante, la inclinación media y la deformación diferencial.

Se considerará el componente inmediato, el diferido y la combinación de ambos en cada uno de estos movimientos. El valor esperado de cada uno de los eventos deberá ser suficientemente pequeño para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y a sus instalaciones, a los elementos no estructurales, a los acabados, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos.

Verificación de la seguridad de las cimentaciones.

Para la verificación de seguridad de las cimentaciones o elemento de las mismas, debe revisarse que, para las distintas combinaciones de acciones y para los diversos mecanismos de falla posibles, la capacidad de carga de la cimentación o elementos de la cimentación, es mayor o igual que el efecto de las acciones nominales que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicadas por los factores de carga correspondientes.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de carga. En la revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se tomará en cuenta los límites indicados en tablas de límite de falla. Para una evaluación de falla local o general por cortante del suelo bajo las zapatas, para la prueba de seguridad contra este tipo de fallas consiste en verificar el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum QF_c}{A} \leq P_v + \left[\gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \bar{P}_v (N_q - 1) + c N_c \right] F_r$$

Donde:

- $\sum QF_c$ Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación Considerada, afectadas de sus respectivos factores de carga en ton
- A área de la zapata, en m^2
- P_v Presión vertical total actuante a la profundidad de desplante alrededor de la Zapata, en t/m^2 (γD_f)
- \bar{P}_v Presión vertical efectiva a la misma profundidad, en t/m^2
- γ Peso volumétrico del suelo, en t/m^3
- D_f Profundidad mínima de desplante, en m
- B Ancho de la zapata, supuesto menor que $L/5$, siendo L la longitud de la misma en m.
- N_q Coeficiente de capacidad de carga = $\varepsilon^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$
- N_γ Coeficiente de capacidad de carga = $2(N_q + 1) \tan \phi$
- N_c Coeficiente de capacidad de carga $\frac{(N_q - 1)}{\tan \theta}$ para suelos friccionantes y cohesivos
- N_{cs} Para suelos puramente cohesivos.
- c cohesión del suelo, en t/m^2
- ϕ Ángulo de fricción interna del suelo.

F_r Factor de resistencia de tablas. (ver Tabla 9)

Los valores de N_q , N_c y N_v se encontraran en tablas.

CASO	F_r
Zapata de colindancia cerca de las cuales es posible que se abran excavaciones.	≤ 0.35
Zapatas en suelos heterogéneos susceptibles de contener grietas y oquedades.	≤ 0.35
Zapatas sometidas a acciones predominantes dinámicas.	≤ 0.35
Situaciones Usuales	≤ 0.50
Cuando existe experiencia considerable en la zona	≤ 0.70

Tabla 9 Valores de N_q , N_c y N_v

Estos valores se encuentran en tablas N_q , N_c y N_v

(4.6)** SON FORMULAS DEL MANUAL D E VIENTO DE CFE

2.6 DISEÑO DE CIMENTACION.

El primer paso para calcular la cimentación superficial de un equipo ó cualquier edificación dentro de una subestación eléctrica es el diseño de viento en la zona donde se construirá, por lo tanto se utilizara el manual de viento de la CFE.

ANALISIS DE LA VELOCIDAD DE VIENTO.

La velocidad de diseño, V_D es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de la misma y se obtendrá de acuerdo con la ecuación:

$$V_D = F_T F_\alpha V_R \text{ donde: } (4.6)**$$

V_R = La velocidad regional que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura , en Km/h.

F_T = Es un factor que depende de la topografía del sitio, adimensional.

F_α = Factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de las características de exposición locales, del tamaño de la construcción y de la variación de la velocidad con la altura , adimensional.

FACTOR DE EXPOSICION F_α .

El coeficiente F_α Refleja la variación del viento con respecto a la altura Z, asimismo considera el tamaño de la construcción o de los elementos de recubrimiento y las características de exposición. El factor de exposición se calcula con la siguiente expresión:

$$F_\alpha = F_C F_{rz} \quad (4.6.3)** \quad \text{manual de viento CFE.}$$

DONDE:

F_C = Es el factor que determina la influencia del tamaño de la construcción , es adimensional.

F_{rz} = Es el factor que establece la variación de la velocidad del viento con la altura z en función de la rugosidad del terreno de los alrededores, adimensional.

CLASE DE LA ESTRUCTURA		F _c
A		1.00
B		0.95
C		0.90

Tabla 10 FACTOR DE TAMAÑO, F_c

Clasificación de la estructura y categoría del terreno según:

Su importancia	grupo	A	Tabla del manual de viento(4.3)**
Su respuesta	tipo	2	(4.4).
Su rugosidad	categoría	1	(4.6.1) TABLA I.1*
Su tamaño	Clase	A	(4.6.1) TABLA I.2*
Velocidad regional	VR=	115 Km./h.	

FACTOR DE TAMAÑO F_c.

F_c= 1

(4.6.3.1) TABLA I.3*

FACTOR DE RUGOSIDAD Y ALTURA Fr_z.

Se establece la variación de la velocidad de viento con la altura Z. Dicha variación es función de la categoría del terreno y del tamaño de la construcción.

para el caso particular en estudio se tiene que la :

Altura de la estructura z = 5.14 m.

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{10}{\delta} \right]^{\alpha} \quad \text{Si } Z \leq 10 \quad (4.6.3.2)$$

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{Z}{\delta} \right]^{\alpha} \quad \text{Si } 10 < Z < \delta$$

$$F_{RZ} = 1.56 \quad Z \geq \theta$$

DONDE:

δ = Altura del gradiente.

α = Exponente que determina la forma de la variación de la velocidad con la altura es adimensional.

(**)(*) FORMULAS DEL MANUAL DE VIENTO Y SISMO COMISION FEDERAL ELECTRICIDAD

CATEGORIA DE TERRENO	CLASE DE LA ESTRUCTURA α			δ m
	A	B	C	
1	0.099	0.101	0.105	245
2	0.128	0.131	0.138	315
3	0.156	0.16	0.171	390
4	0.17	0.177	0.193	455

Tabla 11 de Valores de α y δ

$$\delta = 245 \text{ m.}$$

(4.6.3.2) TABLA I.4*

$$\alpha = 0.099$$

(4.6.3.2) TABLA I.4*

$$Frz = 1.14$$

$$Fa = 1.14$$

FACTOR DE TOPOGRAFIA Ft. (4.6.4)*

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico, cuando la construcción se localiza en las laderas o cimas de colinas o montañas de altura importante con respecto al nivel general del terreno de los alrededores, es muy probable que se generen aceleraciones de flujo del viento y por lo consiguiente deberá incrementarse la velocidad regional.

SITIOS	TOPOGRAFIA				Ft
PROTEGIDOS	Base de promontorios y faldas de serranías del lado del sotavento.				0.80
	Valles cerrados				0.90
NORMALES	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios de Topográficos importantes, con pendientes menores de 5%				1.00
	Terrenos inclinados con pendiente entre 5 y 10% valles abiertos y				
EXPUESTOS	Litorales planos				1.10
	Cimas de promontorios, colinas o montañas terreno con pendientes				
	Mayores que 10%, cañadas cerradas y valles que formen un embudo o Cañón, islas				1.20

Tabla 12 de Factor de Topografía Local Ft

$$Ft = 1$$

(4.6.4) TABLA I.5*

(**)(*) FORMULAS DEL MANUAL DE VIENTO Y SISMO COMISION FEDERAL ELECTRICIDAD

CALCULO FINAL DE LA VELOCIDAD DE DISEÑO VD.

La velocidad de diseño VD , se calcula siguiendo el mismo procedimiento que se detalla en el inciso 4.6

$$V_D = F_t \cdot F_a \cdot V_R$$

$$V_D = (1 \cdot 1.4) 115 = 131 \text{ Km/h.}$$

Para cualquier equipo se deberá calcular las presiones de viento, como se describen a continuación.

PRESIÓN DINAMICA DE BASE qz.

Cuando el viento actúa sobre un obstáculo, genera presiones sobre su superficie que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a el se denomina Presión dinámica de base y se determina con la siguiente ecuación.

$$q_z = 0.0048 \cdot G \cdot V_D^2 \quad (4.7)^*$$

DONDE:

G = factor de corrección por temperatura y por la asnm

V_D = Velocidad de diseño Km/hr.

q_z = Coeficiente de arrastre (Ca)

El factor de 0.0048 corresponde a un medio de la densidad del aire y el valor G se obtiene de la siguiente expresión.

FACTOR DE CORRECCION POR TEMPERATURA Y POR asnm (G).

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau} = \quad (4.7)^*$$

$$G = \frac{8 + hm}{8 + 2hm} =$$

donde:

Ω = Es la presión barométrica en mm de Hg.

τ = Es la temperatura Ambiental en °c.

hm = La altura sobre el nivel de mar (A.S.N.M) en km.

Ω = 617.625 mm de Hg TABLA I.7*(4.9.3.1)* Manual de Diseño de Viento (C.F.E)

τ = 26.2 °c TABLA III.1(b)*

Hm = 0.915 Km TABLA III.1(b)*

(**)(*) FORMULAS DEL MANUAL DE VIENTO Y SISMO COMISION FEDERAL ELECTRICIDAD

$G = 0.81$; $G = 0.91$.

Se tomara el valor mas alto de las formulas G (4.7)** para este caso es de $G = 0.91$

COFICIENTE DE ARRASTRE C.

Según la estructura de soporte puede ser de tubo circular ó estructura de celosía los coeficientes se pueden obtener de las tablas de los apéndices A.1, A.2 y A.3

La estructura es : **CELOSIA.**

(TUBO LISO Ó CELOSIA).

C=2.20 (coeficiente de arrastre para estructuras de soporte)

El coeficiente de arrastre para el equipo depende de su forma geométrica:

(Circular ó rectangular).

El equipo tiene forma: **RECTANGULAR.**

Presión total en la dirección del viento P_z .

Las presiones y fuerzas de diseño aparecen cuando el viento actúa en una dirección dada se determinarán separadamente para dos direcciones ortogonales ; una de ellas será aquella en la que el viento actúa y la otra, la transversal a la anterior. Dichas fuerzas de diseño y la consecuente respuesta estructural se valuarán tomando como base la velocidad de diseño que se especifica en el inciso 4.6

$$P_z = F_g * C_a * q_z \quad (4.9.3.1)* \text{ Manual de Diseño de Viento (C.F.E)}$$

DONDE:

F_g = Es el factor de respuesta dinámica debida a las ráfagas, adimensionales por la

Simplicidad del cálculo y por mayor seguridad del equipo se considera que:

$$F_g = 1.00$$

C_a = el coeficiente de arrastre , adimensional que depende de la forma de la estructura.

q_z = la presión dinámica de base en la dirección del viento, en kg/m^2 , a la altura z , en m, sobre el nivel del terreno.

Fuerza en la dirección del viento F :

$$F = P_z * A_z \quad (4.9.3.2)*$$

(**)(*) FORMULAS DEL MANUAL DE VIENTO Y SISMO COMISION FEDERAL ELECTRICIDAD

DONDE:

ASM es el área de contacto del viento sobre el equipo.

Fuerza del viento sobre el equipo :

$$F1 = PzAz = FgCaqzAze$$

Calculo del área de contacto.

$$Az = fr * he * Be$$

DONDE:

fr= Es un factor de reducción del área total cuando la estructura no es completamente sólida (criterio del diseñador).

Datos: EQUIPO MENOR

Altura del Equipo:

$$he = 2.336 \text{ m.}$$

Diametro ó Ancho del equipo:

$$Be = 0.26 \text{ m.}$$

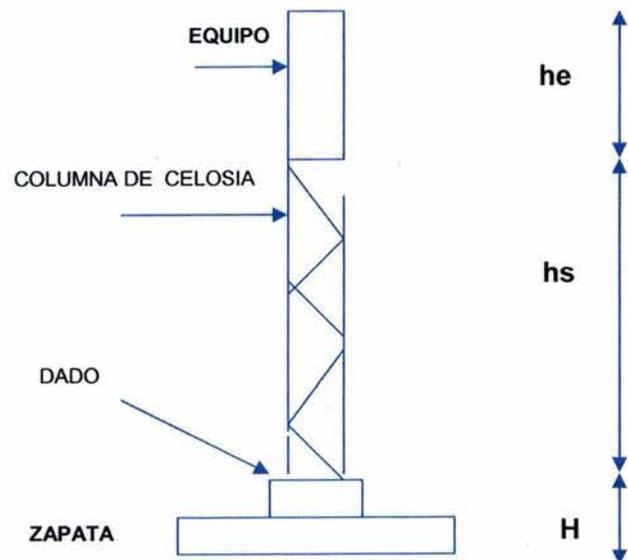
Para este caso :

$$fr = 1.00$$

Por lo tanto: $Az = fr * he * Be$

$$Az = 1.0 * 0.26 * 2.336 = 0.61$$

$$AZ = 0.61 \text{ m}^2$$



Calculo de la fuerza del viento sobre el equipo:

F_g	= 1.00	Presión de viento
Ca	= 2.2	Coefficiente de Arrastre
G	= 0.91	Factor de corrección de temperatura
Az	= 0.61 m ²	Area del contacto de viento
V_D	= 131 km/hr.	Calculo final de la velocidad de Diseño

$$F1 = Fg * Ca * (0.0048 * G * V_D^2) * Az$$

(**)(*) FORMULAS DEL MANUAL DE VIENTO Y SISMO COMISION FEDERAL ELECTRICIDAD

F1= 101 Kg.

FUERZA DEL VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA SOPORTE.

$$F2 = PzAz = FgCaqzAz$$

$$F2 = Fg * Ca * (0.0048 * G * VD^2) Az$$

Calculo del área de contacto.

$$Az = fr * hs * Bs$$

Altura de la estructura de soporte:

$$hs = 2.8 \quad \text{m.}$$

Diámetro ó ancho de la estructura de soporte.

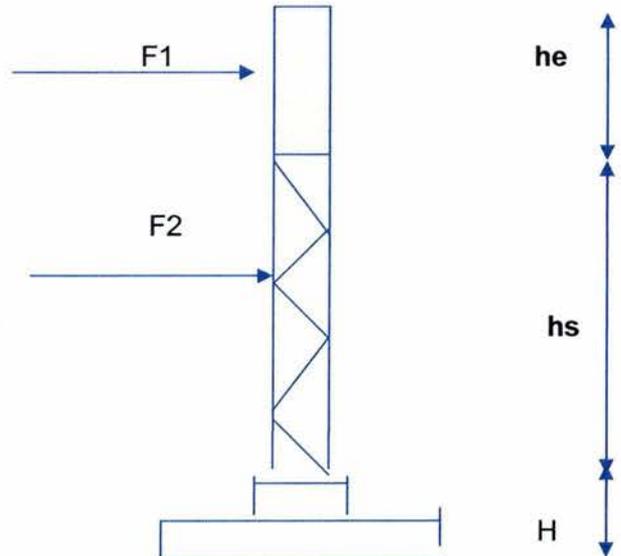
$$Bs = 0.30 \quad \text{m.}$$

Para este caso :

$$Fr = 0.40$$

$$Az = fr * hs * Bs = 0.40 * 2.8 * 0.30$$

$$\text{Por lo tanto:} \quad Az = 0.34 \quad \text{m}^2$$



Calculo de la fuerza del viento sobre el equipo.

Fg =	1.0	Presión de viento
Ca =	2.2	Coefficiente de Arrastre
G =	0.91	Factor de corrección de temperatura
Az =	0.34 m ²	Área del contacto de viento
VD =	131 km / hr	Calculo final de la velocidad de Diseño

$$\text{Por lo tanto :} \quad F2 = Fg * Ca * (0.0048 * G * VD^2) Az = 57 \text{ Kg.}$$

$$FT = 57 \text{ Kg.}$$

(**)(*) FORMULAS DEL MANUAL DE VIENTO Y SISMO COMISION FEDERAL ELECTRICIDAD

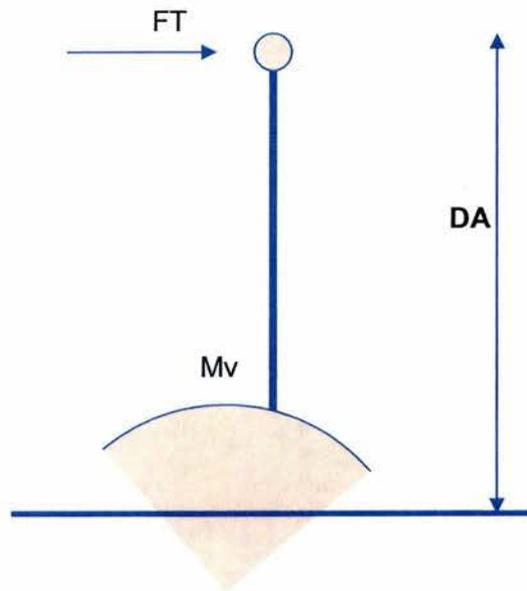
FUERZA TOTAL DEL VIENTO SOBRE EL EQUIPO.

$$FT = F1 + F2 = 101 + 57$$

$$FT = 158 \text{ kg.}$$

Distancia de aplicación de la fuerza total del viento DA.

$$DA = \frac{F1 \left[\frac{he}{2} + hs \right] + F2 \left[\frac{hs}{2} \right]}{(F1 + F2)} = 3.04 \text{ m.}$$

**Momento de volteo debido a la presión de viento Mv.**

$$Mv1 = FT \cdot DA \quad (\text{Momento para el diseño de anclas y placa}).$$

$$Mv1 = (3.04 \cdot 158) = 481 \text{ Kg. m}$$

$$Mv2 = FT \cdot (DA + H)$$

DONDE:

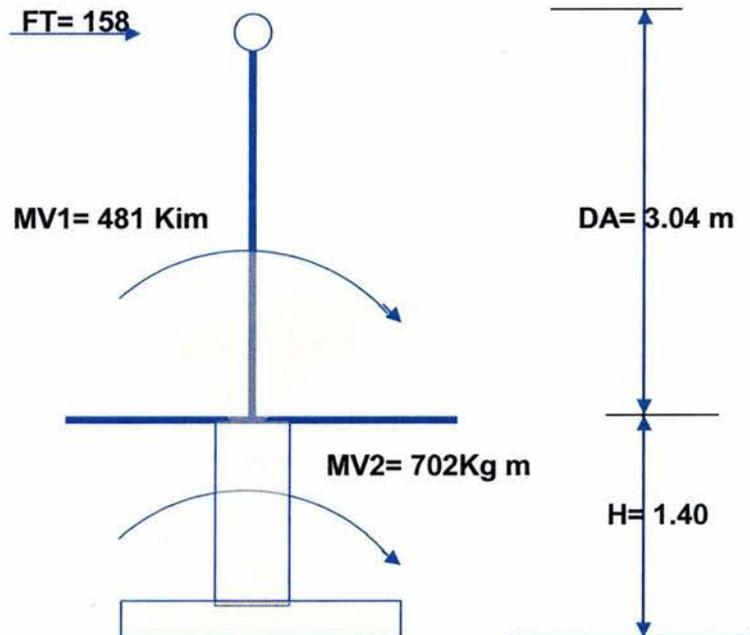
H Es la profundidad de desplante de la zapata.

$$H = 1.40 \text{ m}$$

$$Mv2 = 158(3.04 + 1.40) = 702 \text{ Kg. m} \quad (\text{Momento para el diseño de la zapata})$$

(**)(*) FORMULAS DEL MANUAL DE VIENTO Y SISMO COMISION FEDERAL ELECTRICIDAD

*Formulas y tablas del Manual de Diseño d Obras Civiles Diseño por Viento



* Formulas y tablas del manual de diseño de Obras Civiles Diseño por Viento.
ANALISIS DELSISMO :

ACTIVIDADES :

VOLTAJE DE OPERACIÓN: 115 KV
(Información proporcionada por el POISE).

UBICACIÓN : SAN MARTIN POTENCIA.
(Información proporcionada por el Departamento de Selección de Sitios)

CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO: 5 ton/ m²

TIPO DE SUELO: III TERRENO BLANDO
(Información del Estudio Geotérmico)

ZONA SISMICA: B

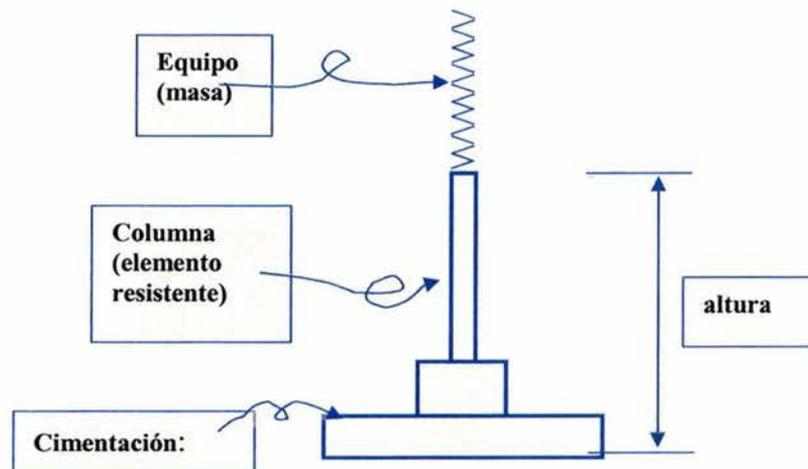
(Información del mapa regionalización sísmica)

(**)(*) FORMULAS DEL MANUAL DE VIENTO Y SISMO COMISION FEDERAL ELECTRICIDAD

COEFICIENTE SÍSMICO Cs:	0.36
FACTOR (fr)	1.00

Para el análisis y diseño de las columnas metálicas, así como la cimentación misma para cada uno de los equipos eléctricos tales como:

Apartarrayos , aisladores soporte, transformadores, cuchillas entre otros, se realizara como estructuras del TIPO II : PENDULOS INVERTIDOS Y APENDICES. Según el manual de diseño de obras civiles Diseño de Sismo; donde :



El efecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par de inercia M :

$$M = 1.5Pr^2 \frac{\theta}{x} \quad (3.5.2.1)**$$

DONDE :

- r - Es el radio de giro de la masa con respecto al eje en cuestión.
- x - Es el desplazamiento lateral.
- f - Es el giro del extremo superior del elemento resistente.
- p - Fuerza de inercia sobre la masa.

Para P :

(**)(*) FORMULAS DEL MANUAL DE VIENTO Y SISMO COMISION FEDERAL ELECTRICIDAD

$$P = \frac{c}{Q}W \quad (3.5.2.2)**$$

DONDE :

c = Es el coeficiente sísmico.

Q = Es el factor de comportamiento sísmico.

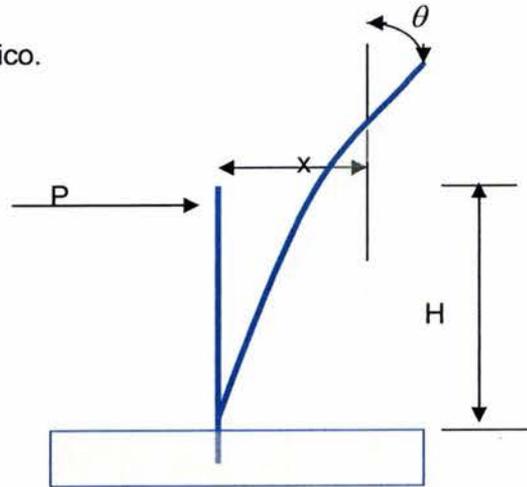
W = Es el peso del péndulo invertido.

PARA x :

$$x = \frac{PH^3}{3EI}$$

PARA f :

$$\theta = \frac{PH^2}{2HI}$$



Las fórmulas de giro y desplazamiento se sustituyen en (3.5.2.1)**

$$M = 1.5Pr^2 = 1.5Pr^2 \frac{\left[\frac{PH^2}{2EI} \right]}{\left[\frac{PH^3}{3EI} \right]} = 1.5Pr^2 \frac{3PH^2EI}{2PH^3EI}$$

$$M = 1.5Pr^2 \frac{3}{2H} \quad (3.5.2.3)**$$

Sustituyendo la fuerza p (3.5.2.2) en (3.5.2.3), nos queda :

$$M = 1.5 \left[\frac{Cs}{Q}W \right] r^2 \frac{3}{2H} = \frac{4.5CsWr^2}{2HQ}$$

$$M = \frac{4.5C_s W r^2}{2HQ} \quad (3.5.2.4)**$$

El radio de giro para la masa depende de la forma por lo que se determinará para masas Circular y rectangulares:

Radio de giro para masas : circular

Momento de inercia para una masa

$$I = m r^2 \quad (A)$$

Para secciones circulares el momento de inercia es :

$$I_x = I_z = \frac{m(3R^2 + h^2)}{12}$$

Sustituyendo en A :

Radio de giro con respecto al eje Y.

$$I_y = \frac{R^2}{2}$$

$$m r^2 = \frac{m(3R^2 + h^2)}{12} \quad \therefore r^2 = \frac{m(3R^2 + h^2)}{12m}$$

$$r = \sqrt{\frac{3R^2 + h^2}{12}}$$

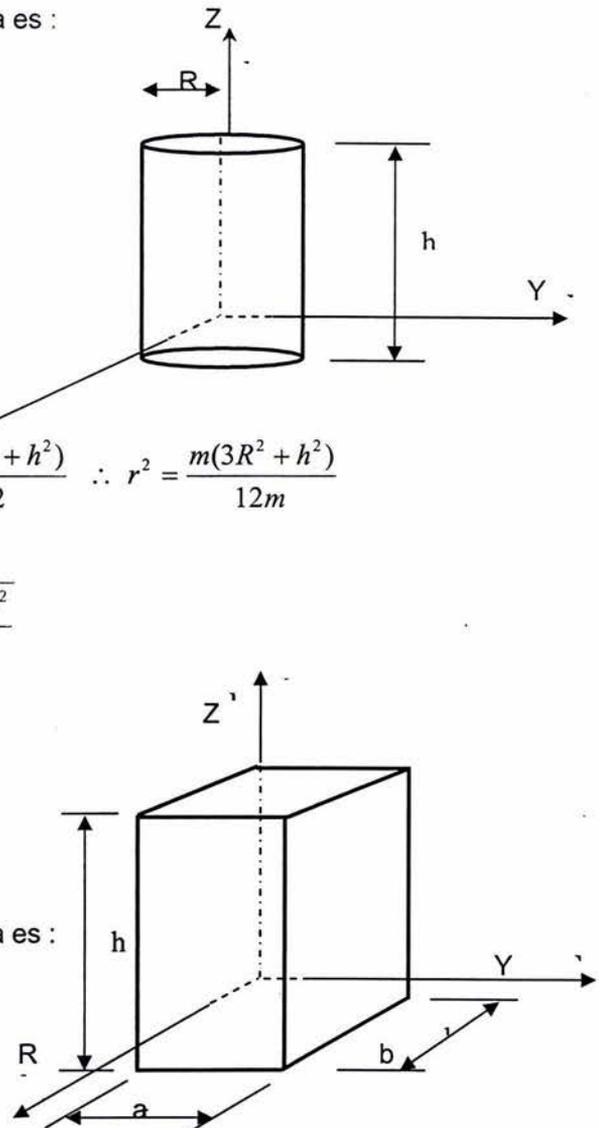
Radio de giro para masas: rectangular

Momento de inercia para una masa : 1

$$I = m r^2 \quad (A)$$

Para secciones rectangulares el momento de inercia es :

$$I_x = \frac{m(h^2 + b^2)}{12}$$



Sustituyendo en (A)

$$mr^2 = \frac{m(h^2 + b^2)}{12} \quad \therefore \quad r^2 = \frac{m(h^2 + b^2)}{12m}$$

$$r = \sqrt{\frac{h^2 + b^2}{12}}$$

Para secciones circulares el momento de inercia es :

$$I_y = \frac{m(b^2 + a^2)}{12}$$

Sustituyendo en (A):

$$mr^2 = \frac{m(h^2 + a^2)}{12} \quad \therefore \quad r^2 = \frac{m(h^2 + a^2)}{12m}$$

$$r = \sqrt{\frac{h^2 + a^2}{12}}$$

Para el cálculo de la fuerza lateral que actúa sobre la masa se calcula con la fórmula :

$$P_n = W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^N W_n}{\sum_{n=1}^N W_n h_n} \frac{C}{Q} \quad (4.3)**$$

Para $n = 1$

$$P_1 = W_1 h_1 \frac{W_1}{W_1 h_1} \frac{c}{Q} = W_1 \frac{c}{Q}$$

$$P = W_n \frac{c}{Q}$$

DATOS :

Peso del equipo:

Pe = 155 kg

PESO DE LA COLUMNA:

Pc = 250 kg

PESO TOTAL:

Wt = 405 kg - t

FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO:

Q = 2

COEFICIENTE SÍSMICO:

c = 0.36

$$c = fr * Cs$$

Sustituyendo en la formula (4.3)**

$$P = WT * C / Q = 405 * 0.36 / 2 = 72.9 \text{ kg}$$

(Esta fuerza se aplicara en el elememento resistente)

El momento debido al sismo sobre la parte superior del elemento resistente.

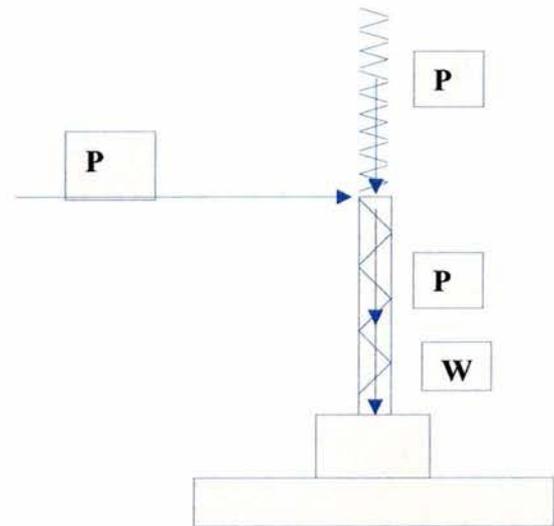
(péndulo invertido) resulta de la fórmula 3.5.2.4

$$M = \frac{4.5CsWr^2}{2HQ} \quad (3.5.2.4)$$

Debido a que el equipo es de forma: rectangular

r = 0.81

(**)(*) FORMULAS DEL MANUAL DE VIENTO Y SISMO COMISION FEDERAL ELECTRICIDAD



Sustituyendo en la fórmula:

$$M1 = 10 \quad \text{Kg. - m} \quad (3.5.2.4)$$

Momento debido al sismo en la parte inferior del elemento resistente:

$$M2 = P * h_s (72.9 * 2.8) =$$

$$M2 = (72.9 * 2.8) = 205 \quad \text{Kg. - m}$$

Momento en la base resistente $m_{s1} = m_1 + m_2$

$$M_{s1} = 10 + 205 = 215 \quad \text{Kg. - m}$$

(diseño de placa, anclas y columna)

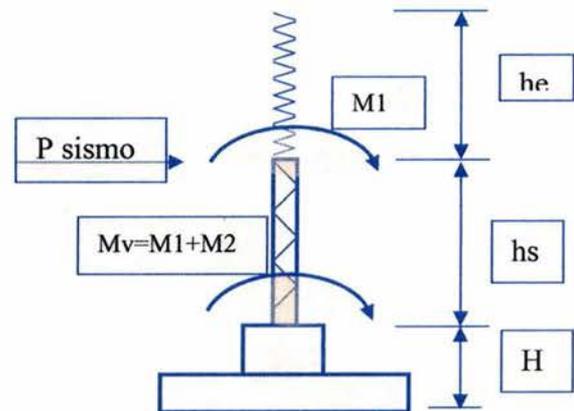
Momento en la profundidad de desplante:

$$m_2 = p * (h_s + h) = (2.8 + 1.40) 72.9$$

$$m_2 = 307 \quad \text{Kg - m}$$

$$m_{2s} = m_2 + m_1 = 307 + 10$$

$$m_{s2} = 317 \quad \text{Kg. - m}$$



Elementos mecánicos de diseño para anclas, placa base, y columna metálica:

Momentos por viento:

P =	405	Kg	1.2	F.C.	$P_u = 405 * 1.2 = 486$	Kg
Mx =	481	Kg - m	1.3		$M_{ux} = 481 * 1.3 = 626$	kg-m RigeViento
My =	240.5	Kg - m	1.3		$M_{uy} = 240.5 * 1.3 = 313$	Kg m

Elementos mecánicos de diseño para anclas, placa base, y columna metálica:

Momentos por sismo:

P =	405	Kg	1.2	f.c.	$P_u = 486$	Kg
Mx =	215	Kg - m	1		$M_{ux} = 215$	kg-m RigeViento
My =	107.5	Kg - m	1		$M_{uy} = 108$	Kg - m

Elementos mecánicos para el diseño de cimentación.t0g

P =	405	Kg	
Mx =	702	Kg - m	RIGE VIENTO
My =	351	Kg - m	

CORTANTE	V	F.C.	Vu	
SISMO	73	73		RIGE VIENTO
VIENTO	158	206		

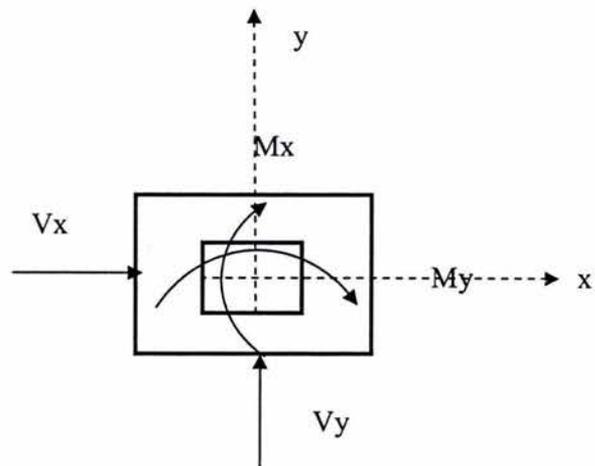
(**)(*) FORMULAS DEL MANUAL DE VIENTO Y SISMO COMISION FEDERAL ELECTRICIDAD

Diseño de zapatas aislada-

DATOS :

Factor de carga (CM + CV) = FC = 1.5
 Profundidad de Desplante (Df) : Factor de carga (CM + CV + CA) = 1.1
 Df = -1.40 m

Pe = 405/1000	0.41	ton
Pvx =	0.1	ton
Pvy =	0.1	ton
Mex =	0.1	ton - m
Mey =	0.1	ton - m
MVx = 351/1000	0.351	ton - m
MVy = 702/1000	0.705	ton - m



Capacidad del terreno (ft):
 ft = 5 ton/m²

Carga Equivalente:

Condición Estática (CM + CV)

$$P_{eq} = P_e + 0.30P + 1.5 \cdot M_{ex} + 1.5 \cdot M_{ey}$$

$$P = 0.3 \cdot P_e = 0.13 \text{ ton}$$

$$P_{eq} = 0.84 \text{ ton}$$

$$P_{equ} = FC \cdot P_{eq} = 1.26\text{-ton} \quad \text{No rige}$$

Condición Estática + Viento en x (CM + CV + CA)x

$$P_{eq} = P_e + P_{vx} + 0.3P_{vy} + 0.3P + 1.5(M_{ex} + M_{vx}) + 1.5(M_{ey} + 0.3 \cdot M_{vy})$$

$$P = 0.3 \cdot (P_e + P_{vx} + 0.3 \cdot P_{vy})$$

$$P = 0.17 \text{ ton}$$

$$P_{eq} = 2.15 \text{ ton}$$

$$P_{equ} = FC \cdot P_{eq} = 2.37 \text{ ton} \quad \text{No rige.}$$

(**)(*) FORMULAS DEL MANUAL DE VIENTO Y SISMO COMISION FEDERAL ELECTRICIDAD

Condición Estática + Viento en y (CM + CV + CA)y

$$P_{eq} = P_e + 0.3 \cdot P_{vx} + P_{vy} + 0.3P + 1.5(M_{ex} + 0.3M_{vx}) + 1.5(M_{ey} + M_{vy}) \quad P = 0.3 \cdot (P_e + P_{vx} + 0.3 \cdot P_{vy})$$

$$P = 0.17 \text{ ton}$$

$$P_{eq} = 2.64 \text{ ton}$$

$$P_{eq} = FC \cdot P_{eq} = 2.90 \text{ ton} \quad \text{Rige}$$

$$\text{Área de Zapata: } A_z = 1.4 P_{eq} / ft \quad (1.4 \cdot 2.04) / 5$$

$$A_z = 0.58 \text{ m}^2$$

$$M_{ux} = FC (M_{ex} + 0.3M_{vx}) = 1.1 (0.1 + 0.3 \cdot 0.35) = 1.305 \quad \text{ton - m}$$

$$M_{uy} = FC (M_{ey} + M_{vy}) = 1.1 (0.1 + 0.70) = 0.88 \quad \text{ton - m}$$

$$R = \quad \quad \quad M_{menor} / M_{mayor} \quad 0.88 / 1.305$$

$$R = 0.67$$

$$b = 0.41 \quad \quad \quad B = b L$$

$$L = 1.30 \text{ m} \quad \quad \quad (\text{Dimensiones Propuestas})$$

$$B = 0.55 \text{ m}$$

Se Proponen dimensiones

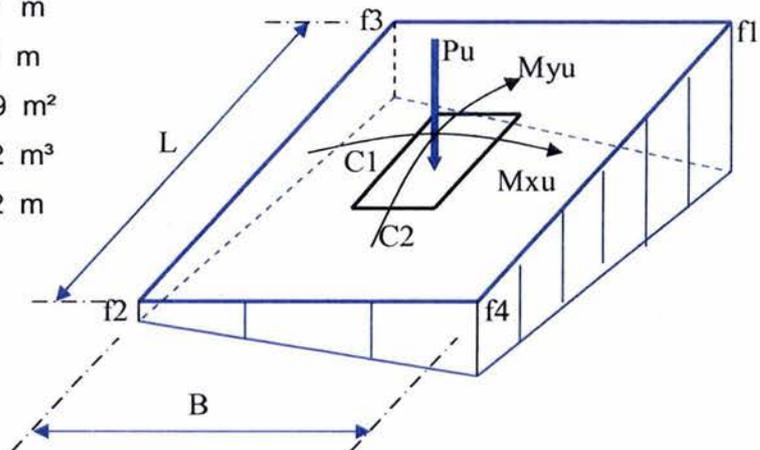
$$L = 1.50 \text{ m}$$

$$B = 1.50 \text{ m}$$

$$A_z = 2.89 \text{ m}^2$$

$$S_x = BL^2/6 = 0.82 \text{ m}^3$$

$$S_y = LB^2/6 = 0.82 \text{ m}^3$$



Peso de la Cimentación W

$$W = B \cdot L \cdot D_f \cdot P.V.P. = 1.6 \text{ ton/m}^3$$

$$W = 5.04 \text{ ton}$$

$$P_u = FC (P_e + 0.3P_{vx} + P_{vy})$$

$$P_u = 0.59 \text{ ton}$$

$$P_{tu} = FC (P_e + 0.3P_{vx} + P_{vy} + W)$$

$$P_{tu} = 6.13 \text{ ton}$$

(**)(*) FORMULAS DEL MANUAL DE VIENTO Y SISMO COMISION FEDERAL ELECTRICIDAD

Aplicando Navier:

$$f = P_{tu}/A_z \pm M_{ux}/S_x + M_{uy}/S_y$$

$$f = 2.73 \quad \pm \quad 0.40 \quad \pm \quad 1.58$$

$$f_1 = 2.73 \quad \pm \quad 0.40 \quad \pm \quad 1.58 = 4.4 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Pasa}$$

$$f_2 = 2.73 \quad \pm \quad 0.40 \quad \pm \quad 1.58 = 0.94 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Pasa}$$

$C_1 = 0.50 \text{ m}$ (Verificar que la dimensiones del dado sean mayores al de la placa)

$C_2 = 0.50 \text{ m}$

$f_c = 200 \text{ kg./cm}$

$f_y = 4200 \text{ kg./cm}$

Presiones Uniformes Equivalentes :

$$e_x = M_{ux}/P_{tu} = 0.04 \text{ m}$$

$$e_y = M_{uy}/P_{tu} = 0.15 \text{ m}$$

$$B/6 = 0.25 \text{ cm} \quad \text{ACEPTADO}$$

$$L/6 = 0.25 \text{ cm} \quad \text{ACEPTADO}$$

$$B' = B - 2e_x = 1.48 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_y = 1.2 \text{ m}$$

Presiones de Contacto :

$$q_{tu} = P_{tu}/B'L' = 3.60 \quad \text{ton/m}^2$$

$$q_{nu} = P_u/B'L' = 0.35 \quad \text{ton/m}^2$$

$$l_b = B/2 - C_2/2 = 0.50 \text{ m}$$

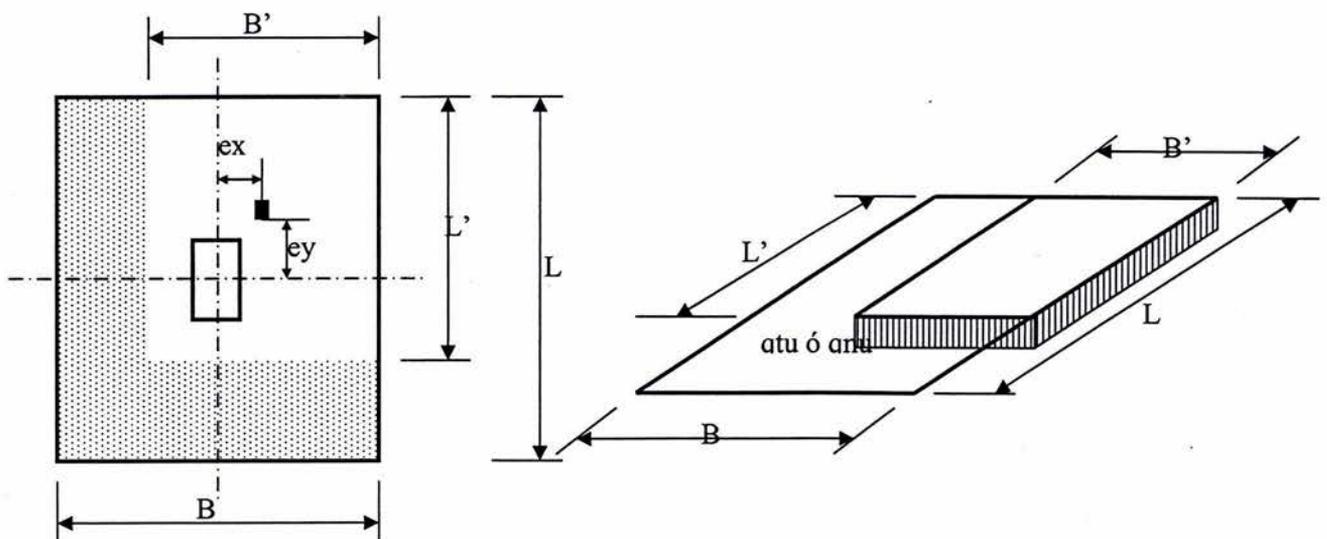
$$l_L = L/2 - C_1/2 = 0.50 \text{ m}$$

$$M_uL = q_{nu} \cdot l_L^2 / 2$$

$$M_uL = 0.04 \quad \text{ton - m}$$

$$M_uB = q_{nu} \cdot l_b^2 / 2 =$$

$$M_uB = 0.04 \quad \text{ton - m}$$



Peralte Efectivo (d).

$$d = (MuL/(14.8fc))^{0.5} + 10$$

$$d = 15 \text{ cm} \quad (\text{Peralte propuesto})$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

Se Propone peralte :

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

$$h = 20 \text{ cm}$$

Revisión si hay o no transmisión de momento.

$$Vu = Pu - qnu * Afalla$$

$$Afalla = (C2 + d) * (C1 + d)$$

$$Afalla = 0.4225 \text{ m}^2 \quad Vu = 0.44 \text{ ton}$$

$$\text{Si } Mux < 0.2Vu \quad \text{No hay transmisión de momento}$$

$$Muy < 0.2Vu$$

$$0.2Vu*d = 0,01 \text{ ton - m}$$

$$Mux = 0.23 > 0.01 \quad \text{SI HAY TRANSMISIÓN DE MOMENTO}$$

$$Muy = 0.88 > 0.01 \quad \text{SI HAY TRANSMISIÓN DE MOMENTO}$$

POR LO QUE APLICARÀ :

$$v = \frac{Vu}{b_0d} + \frac{a_x Mux C_{AB}}{J} + \frac{a_y Muy C_{CD}}{J}$$

DONDE:

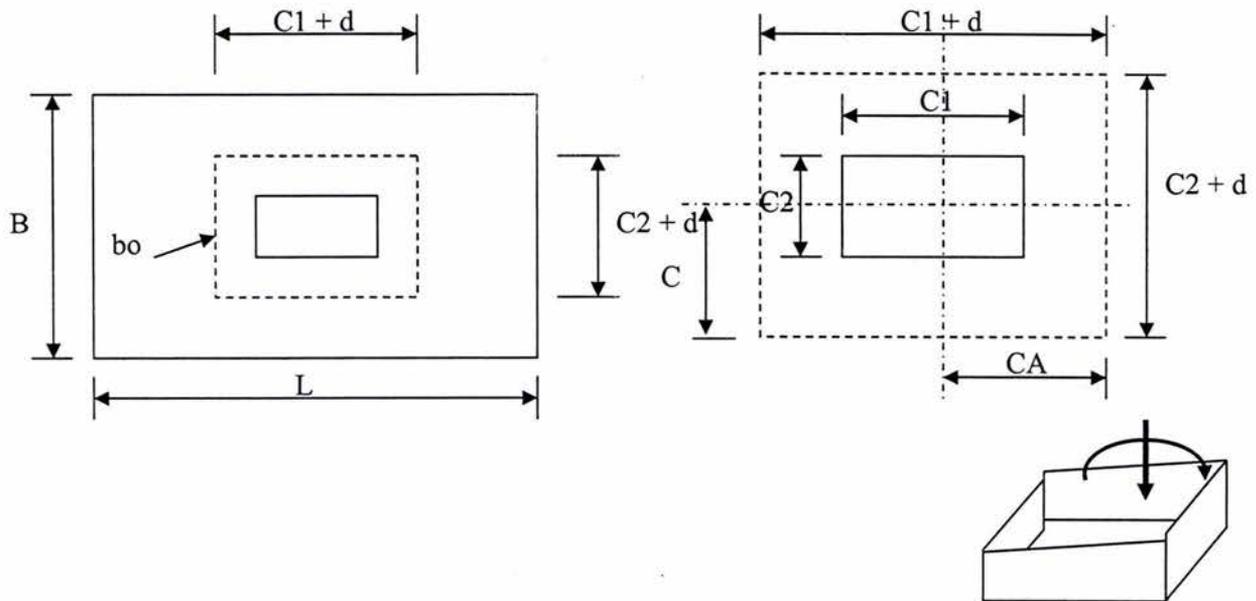
a_x Es la fracción de momento no balanceado transmitido por excentricidad del cortante en las conexiones entre losa dado sobre el eje x.

a_y Es la fracción de momento no balanceado transmitido por excentricidad del cortante en las conexiones entre losa dado sobre el eje y.

J Propiedad de la sección crítica supuesta análoga al momento polar de inercia.

C_{AB} Distancia del centroide de la sección al perímetro de la sección crítica en la dirección x.

C_{CD} Distancia del centroide de la sección al perímetro de la sección crítica en la dirección y.



LOS VALORES SE OBTIENEN DE LAS SIGUIENTES FÓRMULAS .

$$\alpha_x = -\frac{1}{1 + 0.67 * \sqrt{\frac{C_1 + d}{C_2 + d}}}$$

$$\alpha_y = -\frac{1}{1 + 0.67 * \sqrt{\frac{C_1 + d}{C_2 + d}}}$$

$$J_c = \frac{d(C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(C_2 + d)(C_1 + d)^2}{2}$$

$$C_{AB} = \frac{C_1}{2} + d \quad C_{CD} = \frac{C_2}{2} + d$$

$$C_{AB} = 40 \text{ cm} \quad C_1 + d = 60 \text{ cm}$$

$$C_{CD} = 40 \text{ cm} \quad C_2 + d = 60 \text{ cm}$$

$$J_c = 1409688 \text{ cm}^4$$

$$a_x = -0.4012$$

$$a_y = 0.4012$$

$$b_o = 2(d + C_1) + 2(d + C_2) \quad f^*c = 0.8^* \quad f_c = 160 \text{ kg/cm}^2 \quad g = C_2/C_1 = 1$$

bo = 260cm

FR = 0.7

SUSTITUYENDO VALORES EN LA FÓRMULA DE CORTANTE ÚLTIMO :

$$v_u = 1.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{cr} = FR * (f^*c)^{0.5} = 8.85 \text{ kg/cm}^2$$

Pasa

$$v_{cr} = FR (0.5 + g)(f^*c)^{0.5} = 13.28 \text{ kg/cm}^2$$

Pasa

Falla de cortante Como viga ancha

$$V_u = q_n u (L - d) = 0.12 \text{ ton} FR = 0.8$$

$$v_u = V_u / (b * d) = 0.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{cr} = 0.5 * FR * (f^*c)^{0.5} = 5.06 \text{ kg/cm}^2$$

Pasa

Revisión por Flexión

$$A_{sL} = M_u L / (FR * f_y * F_Z) = 0.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{sB} = M_u B / (FR * f_y * F_Z) = 0.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 14.5 / f_y * b * d = 5.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0018 * b * h = 3.6 \text{ cm}^2$$

Acero Mínimo

Acero Mínimo por Temperatura

Para el A_{sL} del lecho bajo usarVar #4as = 1.27cm²

No Var = 4.09 S=100/No.

Var=24cm

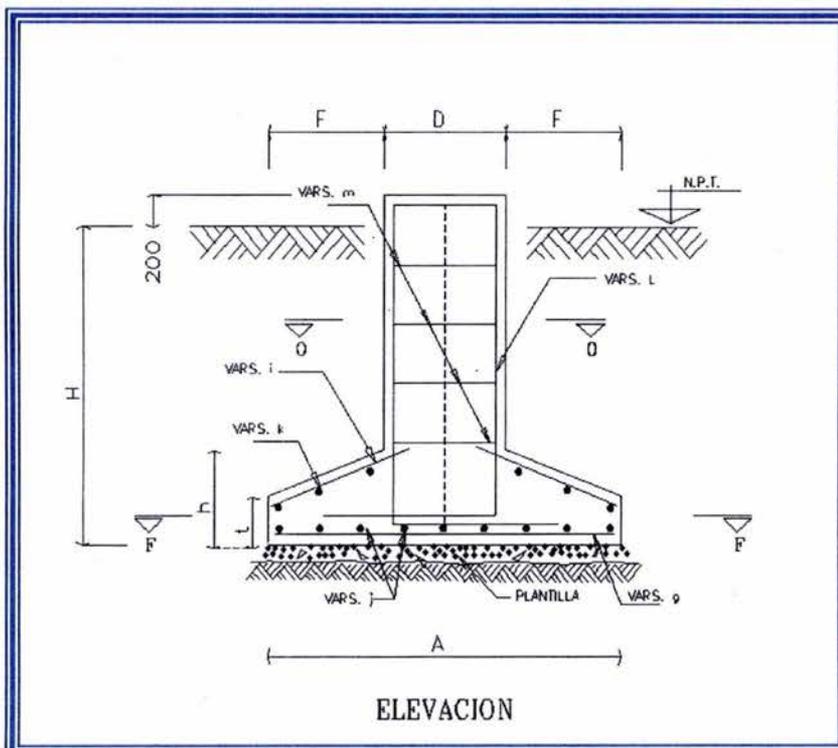
Para el A_{sB} del lecho bajo usarVar #4as = 1.27cm²

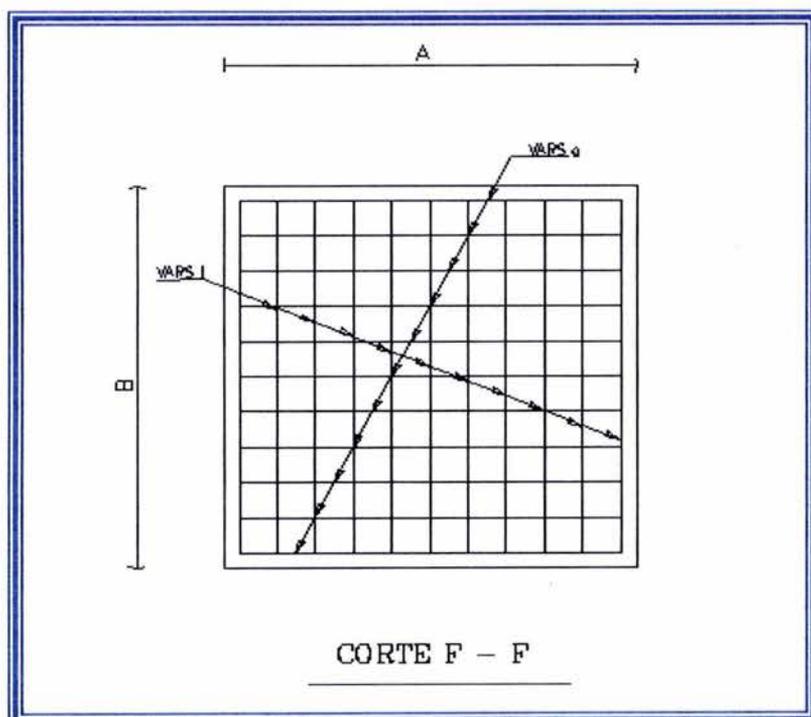
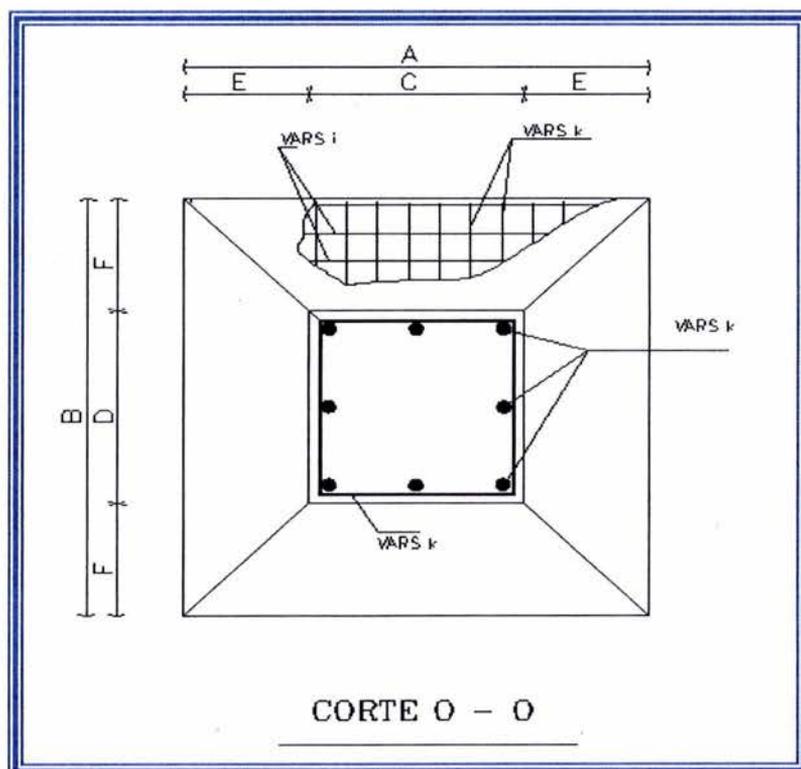
No Var = 4.09 S=100/No.

Var=24cm

Para el $A_s = A_{s \text{ temp}}$ en el lecho alto en A.D. bajo usar Var #4as = 1.27cm²

No Var = 2.8 S=100/No. Var=35 cm





ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

DIMENSIONES								
A (cm)	B (cm)	C (cm)	D (cm)	E (cm)	F (cm)	H (cm)	h (cm)	t (cm)
170	170	45	45	63	63	150	20	20

REFUERZO						
VARSG	VARSi	VARsj	VARSK	VARSL	VARSM	VARSn
#4 @22	#4 @35	#4 @22	#4 @35	VER ARMADO DE DADO		

REVISION DEL DADO

DATOS GENERALES.

$f'c=$	200	kg/cm ²	$b=$	0.50	m
$f^*c=$	160	kg/cm ²	$h=$	0.50	m
$f''c=$	136	kg/cm ²	$d=$	45	cm
$f_y=$	4200	kg/cm ²	(flexión) $Fr=$	0.90	(flexión)
			(cortante) $Fr=$	0.80	(cortante)

MOMENTOS RESISTENTES (NTC-CONCRETO)

$$M_R = F_R b d^2 f' c q (1 - 0.5q) \text{ (Concreto)}$$

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \text{ (acero)}$$

ACERO DE REFUERZO PROPUESTO

$$q = \frac{f_y A_s}{f' c b d} = 0.096$$

No. De varillas	fcm	As
4	1.91	11.46 cm ²
4	1.27	5.07 cm ²
	Ast=	16.53 cm ²

$$p = \frac{A_s}{b d} = 0.003110$$

Est. no. 3 @ 20

MOMENTO RESISTENTE DEL CONCRETO

ACERO A FLEXION

2	1.91	5.73	MR =906453 kg-cm	9.065 ton-m
1	1.27	1.2		SE ACEPTA EL DADO

Ast= 7.00
MR =906453kg 9.065 ton-m

MOMENTO RESISTENTE DEL ACERO
SE ACEPTA EL DADO

REVISION POR APLASTAMIENTO.

$$f P_n \max = 0.8 f [0.85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] / 3$$

$$f P_n \max = 91766.73 \text{ Kg}$$

SE ACEPTA EL DADO

CORTANTE RESISTENTE (NTC-CONCRETO)

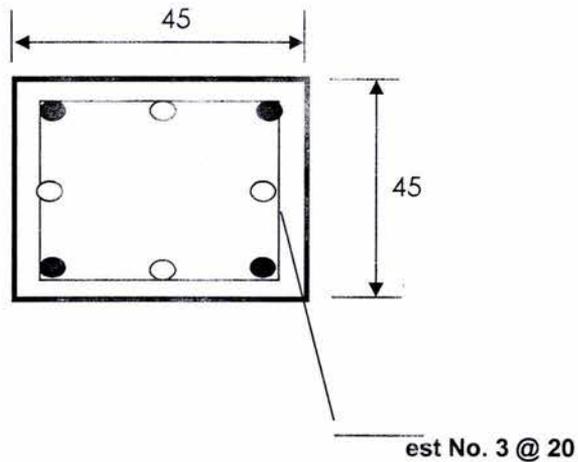
$$V_{cr} = F_r b d (0.2 + 30p)(f_c')^{0.5}$$

$$V_{cr} = 5342.30 \text{ kg} > 0.45 \text{ kg}$$

SE ACEPTA EL DADO

4 vars de 1.91
est. No. 3 @ 20

4 vars de 1.27



● 4vars de 1.9

○ 4vars de 1.2

CAPITULO 3 ESTRUCTURAS MAYORES Y MENORES

3.1 Introducción.

Como se mencionó anteriormente se debe tener idea de los componentes de una subestación eléctrica, es decir, de las características principales del equipo ya que es necesario especificar lo que se requiere para el diseño electromecánico ya que el diseño civil se adaptará a las condiciones del equipo seleccionado. En función de este es necesario solicitar a los fabricantes la información necesaria para finalmente, tomar una decisión de entre varias propuestas posibles con relación al equipo que se adapte mejor a las necesidades del proyecto desde un punto de vista técnico y económico.

Desde luego que en la realización de esta actividad el proyectista dispone de varios elementos de apoyo, uno de estos apoyos son las normas nacionales y las especificaciones de la CFE, así como las normas Internacionales sobre los distintos equipos primarios de una subestación. Otros elementos que constituyen una gran ayuda son los planos de los fabricantes en donde describen las principales características y aplicaciones de los equipos. Dependiendo de la tensión de operación y de la capacidad de la subestación eléctrica puede variar el número de elementos, así como la cantidad de aparatos, por lo tanto, las cimentaciones serán variables dependiendo de sus características en cuestión y por ultimo serán las especificaciones o normas que aplican en el campo de una subestacion eléctrica.

La definición de estructuras mayores es:

Son estructuras que soportan las barras principales y barras auxiliares a diferentes niveles y sentidos de la subestación basándose en marcos con almas llena ó en celosía, así como la función de sostener cables de energía eléctrica, equipos y accesorios.

La definición de estructuras menores es:

Se deberá entender por estructura menor a los elementos estructurales que se usan para soportar equipos eléctricos de una subestación. Basándose en celosía, tubulares y concreto (ver ilustración 18) para sostener el equipo primario como son apartarrays, transformadores de corriente, transformadores de potencial inductivo y capacitivo, cuchillas, interruptores, aisladores soporte y trampas de onda.

Los criterios de clasificación de las estructuras para una subestacion toman en consideración lo siguiente:

A. Disposición de Elementos.

- De alma llena
- De celosía

B. Sección Transversal.

- Basándose en ángulos.
- Sección I
- Tubulares.

C. Por la Tensión.

- 115 kV.
- 230 kV.
- 400 kV.

Las estructuras son el apoyo para un autotransformador de potencia ya sean de 115kv, 230kv, 400kv son designadas como estructuras menores, exceptuando los transformadores de potencia, reactor o reguladores de tensión. Se presentan a continuación ejemplos del diseño de la columna y la zapata de cimentación.

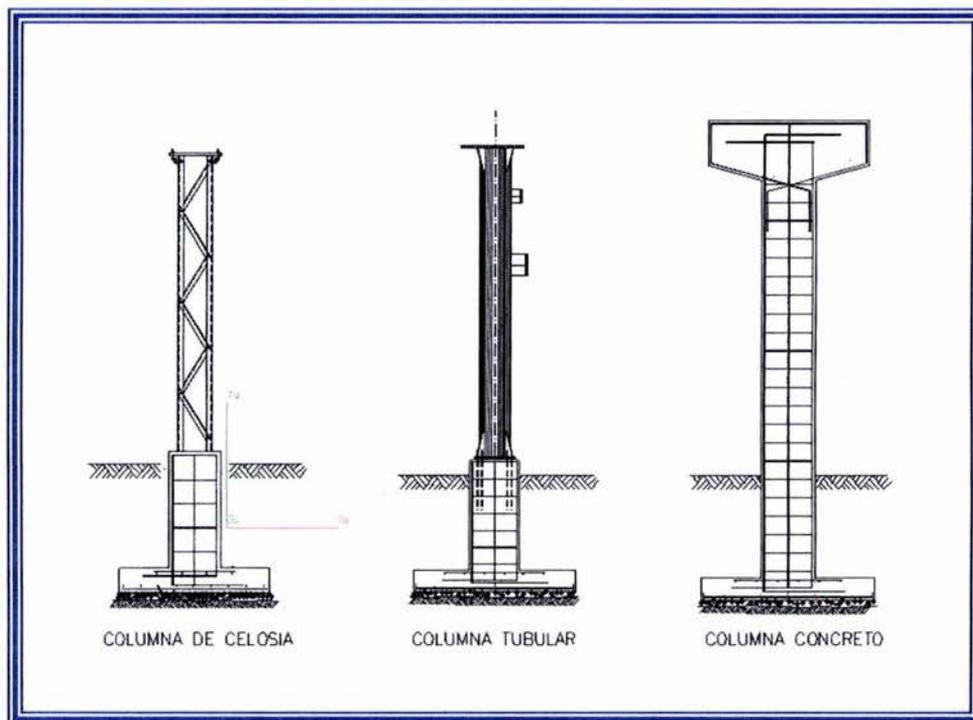


Ilustración 18 Tipos de Columnas en una Subestacion.

Las estructuras mayores se rigen por ciertas especificaciones que se enumeraran a continuación, estas especificaciones mencionadas en la tabla 9 establecen los requisitos técnicos de calidad que deben cumplir los diseños de estructuras metálicas y sus cimentaciones

CFE 2HLT-01-1990	Herrajes para Líneas de Transmisión
CFE D8500-01-1998	Guía para la Selección y Aplicación de Recubrimientos Anticorrosivos.
CFE DY700-08-1993	Soldadura y sus aspectos generales
CFE L0000-15-1992	Código de Colores.
Manual de CFE-1993	Manual de diseño de Obras Civiles "Diseño por viento".
NMX B-254-1987	Acero Estructural.
NMX J-151-1984	Productos de Hierro y Acero Galvanizados por Inmersión e Caliente.
ACI 318/318R-1992	Building Code Requirements for Reinforced Concrete.
AISC-LRFD	Manual of Steel Construction. Load and Resistance Factor Design. First Edition.
ASTM A325M REV A 1992	Standard Specification for High-Strength Bolts for Structural Steel Joints.
ASTMA394 REV A-1992	Estándar Specification for Steel Transmission Tower Bolts Zinc-Coated and Bare.
ASTM A615/A615M REV B - 1992	Standard Specification for Deformend and plain Billet-Steel Bars for Concret Reinforcement.

Tabla 13 Normas que Aplican para el Diseño de Cimentaciones.

Con estas normas el procedimiento básico para calcular las cimentaciones de estructuras mayores y menores de una subestacion son los siguientes.

- A. Calcular las fuerzas y momentos transmitidos a la cimentación por la superestructura.
- B. Suponer dimensiones para la cimentación. El área de cimentación debe ser tal que resista las cargas y momentos de la superestructura tomando en cuenta los esfuerzos permisibles (fórmula de la *escuadría*)
- C. Bajo las cargas se supone una distribución de presiones de contacto entre la superestructura y el suelo o, en su caso, entre el sistema formado por el suelo y los pilotes, que cumpla con las condiciones siguientes:

- D. Los hundimientos diferenciales inmediatos más los diferidos, calculados con la presión de contacto supuesta actuando sobre el terreno y pilotes, son menores o iguales a los de la tabla 7.
- E. Las deformaciones diferenciales inmediatas más las diferidas, calculadas con la presión de contacto supuesta sobre la combinación de superestructura, son menores o iguales que las permisibles definidas en la tabla 10.

Si no se cumple algunas de las condiciones anteriores, deben suponerse otras distribuciones de presión de contacto y repetirse el proceso.

Limites Máximos para Movimientos y Deformaciones Originados por la Cimentación

Tipo de Daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100+3h)$ por ciento	H= altura de construcción, m
Mal funcionamiento de Grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal.
Deformaciones diferenciales en la propia estructura y estructuras vecinas		
Tipos de Estructuras o elementos	Variable que se limita	Límite
Tanques de almacenamiento de acero sobre bases flexibles. Tapa fija. Tapa flotante.	Pendiente del perfil de asentamiento.	0.008 0.002 a 0.003
Losas de cimentación circulares y zapatas anulares rígidas, para estructuras rígidas, esbeltas y altas como torres, silos y tanques. Marcos de acero	Pendiente transversal media	0.002
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de tabique recocido o bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tubería de concreto con juntas	Cambio de pendiente en las juntas	0.015

Tabla 14 Limites Maximos para Movimientos y Deformaciones Originados por la Cimentacion.

Este procedimiento es aplicable a cimentaciones basándose en zapatas, losas cajones, pilas o pilotes

3.2 Análisis y Diseño de Cimentaciones para las Estructuras Mayores y Menores en una Subestación.

Se deben diseñar cimentaciones para todos tipos de estructuras de acuerdo al estudio geotecnico en ningún caso la cimentación deben desplantarse sobre relleno vegetal, ni en suelos vegetales, ni en suelos orgánicos, rellenos sueltos ó desecho de basura.

Los cimientos pueden ser desplantados en rellenos estructurales (terracerias), siempre y cuando estos sean el resultado de un estudio de banco de materiales y los rellenos serán compactados y controlados de acuerdo con las especificaciones de CFE.

Las cimentaciones deben sobresalir una longuitud de 20 cm, en los dados o fustes sobre el nivel del piso terminado

También puede diseñarse considerando la capacidad de carga neta admisible del terreno (q_a) que se indica en los estudios de mecánica de suelos, para las cimentaciones superficiales y capacidad neta admisible, así mismo elegir el valor de las masas volumétricas, se deben considerar el estado mas critico en cuanto en el ámbito de aguas freáticas (NAF) durante la vida útil de la subestación.

En los casos que por razones de fuerza mayor en sitios localizados cerca de cauces de agua permanente o intermitente ó en llanuras de inundación se debe considerar un análisis de capacidad de carga que establece la mecánica de suelos.

Suelos sumergidos (nivel freático superficial).

Suelos húmedos (nivel freático debajo de la profunda de desplante).

Las profundidades mínimas de desplante para los tipos de cimentación y condiciones del subsuelo son aproximadamente:

1.5 a 2.30 m para zapatas en suelos para estructura mayor.

1.0 A 1.20 m para zapatas en suelos para estructura menor.

2.0 a 4.00 m para muertos de anclaje y pilas.

5 m para pilotes.

0.10 m para cimentaciones ancladas en roca.

En los casos anteriores deben tomarse como referencia al nivel mas bajo del terreno natural y atender las recomendaciones del estudio geológico.

Para la capacidad de carga se debe cumplir con los siguientes requisitos.

$$S_{max} \leq (1.33)q_a$$

S_{max} = Presión efectiva máxima aplicada al terreno en condiciones dinámicas KPa. (Kilopascales).

q_a = Capacidad de carga neta admisible de terreno en el ámbito de desplante en Kpa, (no se considera peso del relleno ya que esta capacidad de carga esta afectada por un factor de seguridad $F_s= 3$.)

En los diagramas de esfuerzos para la zapata, obtenidos en las formulas de flexión u otros procedimientos de análisis en que resultan "tensiones" se debe emplear el método de la sección reducida solo si la tensión resultante es mayor al esfuerzo de compresión producido por las masas efectivas del relleno y la zapata. Si el esfuerzo de "tensión" es mayor, se debe aumentar las dimensiones en la planta de la cimentación.

En caso de pilas y pilotes.

$$Q_{max} \leq (1.33)Q_a$$

Donde:

Q_{max} = Presión efectiva máxima aplicada a las cargas externas y peso propio en Kn resulta del análisis e incluye la combinación de acciones estáticas y dinámicas.

Q_a = Capacidad de carga neta admisible de pilote o pila en Kn, calculada apartir de las propiedades de resistencia del subsuelo y afectada por un factor de seguridad $FS= 3$.

Por volteo.

Debe cumplir con los siguientes datos.

$$\frac{M_r}{M_v} \geq 1.0 \text{ para zapatas.}$$

$$\frac{M_r}{M_v} \geq 1.25 \text{ Para pilas y pilotes.}$$

Donde:

M_r = Momento resistente producidos por las fuerzas que se opone al volteo aplicadas a la cimentación respecto al borde de a zapata o losa o al unto de inflexión en el caso de pilas, para este último caso el momento resistente que se genera por el empuje lateral del suelo.

M_v = Momento de volteo producido por las fuerzas, que produce el volteo aplicado a la cimentación respecto al mismo borde de la zapata ó al punto de inflexión en caso de pilas, considerando cargas factorizadas.

Las fuerzas resistentes se calculan considerando exclusivamente la masa del suelo sobre la zapata comprendida dentro del área que cubra a ésta y con los valores de peso volumétrico que se indican en el estudio geotecnico para las condiciones, que imperan durante la vida útil que son:

Suelo húmedo. (no mayor a 15.7 kn/m³)

Suelo sumergido. (no mayor a 5.9 Kn/m³)

3.2.1 ASENTAMIENTOS.

Para su análisis se deben emplear cargar de servicios para las condiciones más desfavorables calculando estas de acuerdo a los parámetros obtenidos, los asentamientos totales de las zapatas, losas ó cajones deben ser no mayores a 5 cm y los asentamientos diferenciales que se presentan losa presentan entre bordes de una zapata losas ó cajones deben ser menores de 2 cm.

CIMENTACIONES PROFUNDAS.

En caso que las estructuras mayores y menores se encuentren localizadas en zonas cuyo estrato(s) sea de alta comprensibilidad y baja resistencia se deben emplear cimentaciones profundas en los siguientes casos:

- Cuando no sea factible emplear cimentaciones superficiales debido a que los esfuerzos inducidos en el suelo por las estructuras mayores o menores exceden la capacidad de carga de los estratos más superficiales.
- Cuando las cimentaciones superficiales induzcan asentamientos mayores que los permisibles.

- Cuando se justifique mediante un análisis de costo-beneficio.

Tanto las pilas como los pilotes pueden diseñarse para trabajar por fricción y/o por punta y la separación mínima entre pilotes o entre pilas debe ser de 3 veces su diámetro de centro a centro. Las cimentaciones profundas deben diseñarse para satisfacer los requisitos de estabilidad y funcionalidad máxima, para el caso de cauces de ríos y arroyos deben desplantarse debajo de la profundidad máxima de socavación y considerar que en estas condiciones la cimentación debe ser estable y cumplir con los factores de seguridad especificados.

CASOS ESPECIALES.

Dependiendo las condiciones del terreno y de tipo de solicitaciones, pueden ser necesarios considerar otros mecanismos posibles de falla, tales como son: falla por licuación en arena finas y/o limos no plásticos de compacidad suelta y en condiciones sumergidas, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por licuación, o deformaciones volumétricas excesivas bajo acciones dinámicas.

3.3 Diseño de cimentación.

Designación del elemento Z - 1

Datos generales :

Capacidad del terreno= 15 t/m²

Concreteto $f'c=200$ kg/cm²

Acero $f_y=4200$ kg/cm²

Datos de la sección propuesta

A(m)= 5.00

C(m)= 1.50

C'(m)= 1.30

h(m)= 0.25

H(m)= 2.10

Prof. De excav. (m)= 2.00

Longitud(m)= 3.50

Separación de las patas(m)=1.40

Volado(m)= 1.75

Elementos mecánicos a nivel de piso :

$$N = 6.14 \text{ t}$$

$$V = 7.00 \text{ t}$$

$$M = 72.20 \text{ t-m}$$

$$\text{Vol de concreto} = 7.9825$$

$$\text{Vol de excav.} = 35$$

$$\text{Carga N} = 6.138947368 \text{ t}$$

$$\text{Peso del relleno} = 45.9297 \text{ t}$$

$$\text{Peso del concreto} = 19.158 \text{ t}$$

$$\text{Peso total} = 71.22669737 \text{ t}$$

Fatiga del terreno:

$$\text{Mod. De sección} = 10.20833333 \text{ m}^3$$

$$\text{Momento total} = 86.903 \text{ t-m}$$

$$\text{Momento de diseño} = 65.3406015 \text{ t-m}$$

$$\text{Esfuerzo máx.} = 10.47080898 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Esfuerzo mín.} = -2.330614992 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Momento resistente} = 178.0667434 \text{ t-m}$$

$$\text{F.S. Volteo} = 2.049028727 > 2 \text{ bien}$$

Resistencia requerida:

Combinación de carga ACI

D=Carga Muerta

$$P/A = 4.070096992 \text{ t/m}^2$$

L=Carga viva

$$U = 1.4D + 1.7L \quad Pu = 99.71737632 \text{ t} \quad E = \text{Carga del sismo}$$

$$U = 0.75(1.4d + 1.7L + 1.87E) \quad Mu = 110.801325 \text{ t-m}$$

Determinación de la presión a nivel de desplante del terreno

$$\text{Esfuerzo máximo} = 16.55214314 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Esfuerzo mínimo} = -5.155871557 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 99,71737632 \text{ t}$$

$$\text{Exentricidad (e)} = 1.111153633 \text{ m}$$

$$a' = 1.388846367 \text{ m}$$

$$l' = 3.5 \text{ m}$$

Reacción uniforme del suelo

$$\text{Esfuerzo crítico} = 13.6759446 \text{ t/m}^2$$

Revisión por flexión

$$b' = 4.17 \text{ m}$$

$$t = 2.78 \text{ m}$$

$$r = 1.39 \text{ m}$$

$$\text{Esfuerzo medio} = 9.117296398 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Esfuerzo neto} = 5.542296398 \text{ t/m}^2$$

$$Mu = 8.48664136 \text{ t-m}$$

$$\text{Se diseñará con } Mu * 1.1 = 9.335305496 \text{ t-m}$$

Analizando una franja de losa como viga tenemos :

Revisión del peralte por flexión

$$\text{Esf. Permissible} = 16.92813634 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{si } 16.92813634 = 6 * M / (b * h^2)$$

$$\text{Entonces } h = 25.72469985 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte propuesto : } 25 \text{ cm}$$

$$\text{El peralte efectivo será: } 20 \text{ cm}$$

Acero por flexión

$$Mr = 933530,5496 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Resist. Nominal} = 3.1348 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Porcentaje de acero} = 0,0008$$

$$\text{As mín. por flex.} = 0.00$$

$$\text{Tomamos } P = 0.000753 \quad 0,002357023$$

$$\text{El área de acero será} = 30.317 \text{ cm}^2$$

Usar varilla número : 4
 Area de una var. = 1.27 cm²
 Separación a cada : 20.89220483 cm

Revisión por adherencia

μ perm. = 56.00285707 kg/cm²

Perímetro var No. : 4 = 3.989832 cm
 No. de varillas por ml. : 4.786474228

Suma de perim. Por ml. = 20 cm
 Cortante =W*L= 9.699018697 t
 Cortante (kg) = 9699.02
 $\mu = V/(j* d* \text{perim.})= 21.67 \text{ kg/cm}^2$

21.67 < 56.00 kg/cm²

Armado largo lecho superior

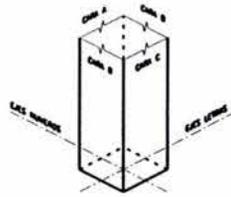
Tomamos W = 2.975 t/m²
 Momento = W*L²/2= 4.5555 t-m
 Momento de diseño =5.011 t-m 501101.5625 kg-cm
 Resist. Nominal = 1.6827
 Porcent. De acero = 0.0004 NO RIGE
 As mín. = 0.0018
P. De acero = 0.0018 RIGE
 Area de acero = 23.15222987 cm²
 Usar varilla No. : 4
 Area de una var. = 1.26677166 cm²
Separación a cada : 25 = 35744391cm

Armado corto lecho superior

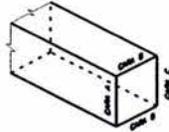
Tomamos $W = 2.975 \text{ t/m}^2$
 $L = 1.1 \text{ m}$
 Momento = $W \cdot L^2 / 2 = 1.799875 \text{ t-m}$
 Momento de diseño = 1.9798625 t-m
 197986.25 kg-cm
 Resist. Nominal = 0.66484726
 Porcent. De acero = 0.000158608
 As mín. = 0.0018
 P. De acero = 0.0018
 Area de acero = 23.15222987 cm^2
 Usar varilla No. : 4
 Area de una var. = 1.26677166 cm^2
 separación a cada : 27.35744391 cm

Armado del dado

Momento de diseño = $M_u + V_u \cdot H$
 $M_u = 92.058825 \text{ t-m}$
 $V_u = 8.925 \text{ t}$
 Momento de diseño = 108.570075 t-m
 $T = M_u / h = 40.211 \text{ t}$
 $A_s = 15.117 \text{ cm}^2$
 P mín. = 0.0018
 $A_s \text{ mín.} = 15.21 \text{ cm}^2$
 Usar varilla No. 5
 No. de varillas = 763741469
 Separación = 73.32324127 cm



SECCION COLUMNAS



SECCION TRABES

PESO APROXIMADO DE LAS ESTRUCTURAS
EN ZONA DE 115 kV.

COLUMNAS : 27.0 TON.

TRABES : 28.0 TON.

U NOTAS GENERALES:

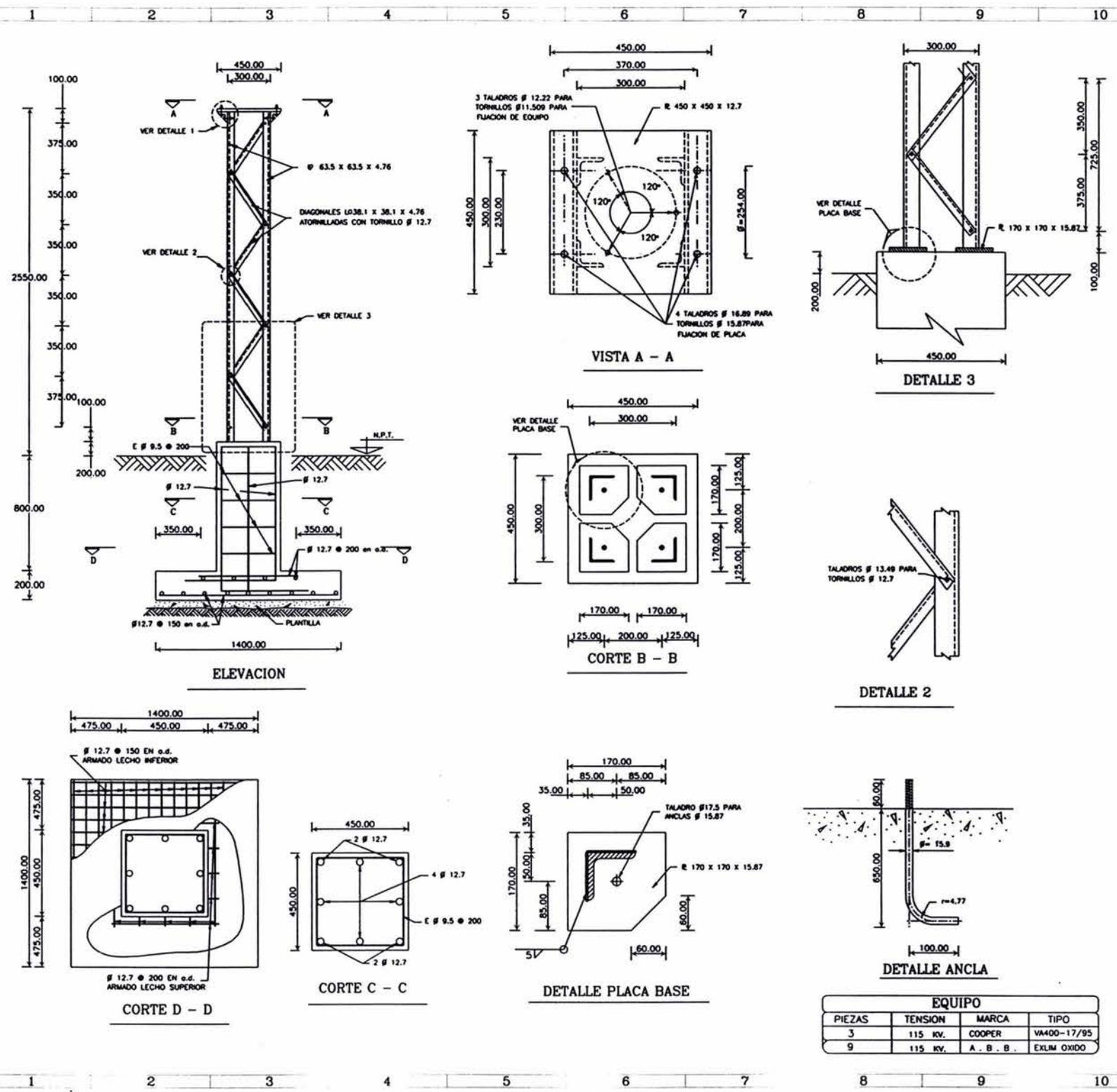
1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS
- SE USARA:
 - ACERO ESTRUCTURAL A-36 STANDARD
 - ELECTRODO DE SOLDADURA E-70 PARA UNIONES-A TOPE, DEBERA AJUSTARSE A LOS LINEAMIENTOS-DE LA ESPECIFICACION C F E D-700-08
 - ACERO A-325 PARA TORNILLOS DE CABEZA HEXAGONAL-REDONDA
 - ALINO A-563 PARA TUERCAS
 - ACERO A-615-68 PARA ANCLAS
 - LA ESTRUCTURA COMO LA TORNILLERA, SERAN GALVANIZADOS-EN TEMPLADO EN CALIENTE, DESPUES DE HABER SIDO CORTADOS-DE LAS PLACAS, ENCHO GALVANIZADO DEBE CUMPLIR CON LA NORMA-ANSI A10.1 DE C F E
 - EL GALVANIZADO, DEBE QUEDAR LISO, CONTINUO Y UNIFORME, SIN-DEFECTOS POR CALOR, BURBUJAS, GOTAS Y RUGOSIDADES-EN LOS BORDES Y PARTE INTERNA DE LAS PLACAS
 - SE DEBERAN LLEVAR ROLDANA PLANA DE 3 mm. DE ESPESOR-EN LAS TUERCAS PAL-NUT (O TUERCA PAL-NUT), Y AL QUEDAR-EN SU LUGAR, SE DEBERAN COBRIR CON LAS PLACAS DE 3 mm. (1/8")
 - EN LA INSPECCION DE LAS SOLDADURAS, SE DEBERAN-SEGUIR LAS ESPECIFICACIONES A-R-5
 - EN LA INSPECCION DE LA COLUMNA COMPLETA, SE DEBERA PRESENTAR ANTES-DE SU ENTREGA
 - EN LOS PLANOS Y ADICIONES ESTAN REFERIDOS E C DE TRABES Y COLUMNAS.

I S O M E T R I C O

SIMBOLOGIA
--- FUTURO

PLANOS DE REFERENCIA		
DIBUJO No.	NORMA O APLICACION	TITULO
MSA 8737 680 SERIES	C F E	ISOMETRICO DE ESTRUCTURAS CON CARGAS

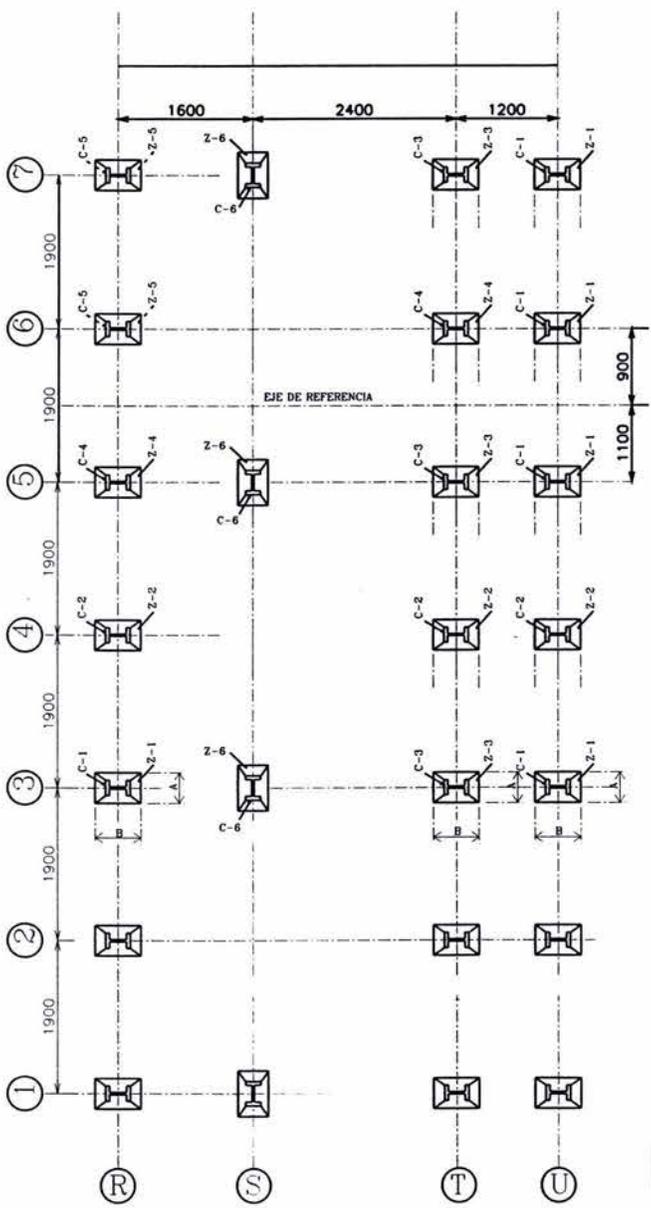
F E S ACATLAN	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
PROYECTO:	S.E. SAN MARTIN POTENCIA (SWITCHED) 115 kV
TITULO:	ESTRUCTURAS MAYORES PLANO DE MONTAJE
TESIS PROFESIONALES	PLANO 5
ROBERTO RODARTE MARTINEZ	



- NOTAS :**
- 1.- COTACIONES EN MILIMETROS EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRA UNIDAD.
 - 2.-SE DEBERA RESPETAR EL NUMERO DE DIAGONALES INDICADO.
 - 3.-USAR : ACERO ESTRUCTURAL A-36.
ELECTRODOS DE SOLDADURA E-70
 - 4.-TANTO LA ESTRUCTURA COMO LA TORNILLERIA, SERAN EXTRA GALVANIZADAS POR INMERSION EN CALIENTE DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES A.S.T.M.
 - 5.-DESPUES DE GALVANIZADAS LAS PIEZAS, NO SE DEBERAN SOLDAR NI TALADRAR.
 - 6.-LOS TORNILLOS LLEVARAN ROLDANA PLANA DE PRESION DE 3mm. Y TUERCA PAL-NUT Y AL QUEDAR APRETADAS SOBRESALDRAN DE LAS TUERCAS + 6.3 mm.(1/4")
 - 7.-LA EJECUCION E INSPECCION DE LAS SOLDADURAS SE SUJETARA A LAS ESPECIFICACIONES A.W.S.
 - 8.-USAR CONCRETO $f'_c=19.6 \text{ MPa}(200 \text{ Kg/cm}^2)$ CON CEMENTO PUZOLANICO.
 - 9.-PARA CIMENTOS, USAR ACERO GRADO DURO $f_y=412 \text{ MPa}(4200 \text{ kg/cm}^2)$.
 - 10.-TRASLAPES Y ANCLAJES NO MENORES DE 40 DIAMETROS DE LA VARILLA DE REFUERZO.
 - 11.-RECUBRIMIENTOS LIBRES EN ZAPATAS Y DADOS :4 cm.
 - 12.-LAS ZAPATAS SE DESPLANTARAN SOBRE UNA PLANTILLA DE CONCRETO $f'_c=9.81 \text{ MPa}(100 \text{ kg/cm}^2)$ DE 8 cm DE ESPESOR.
 - 13.-TODAS LAS ARISTAS VISIBLES LLEVARAN UN CHAPLAN DE 2 x 2 cm.
 - 14.-LA FIJACION DE LA PLACA SUPERIOR CON LA COLUMNA SOPORTE SERA CON TORNILLOS $\phi=15.9$
 - 15.-LA FIJACION DE LAS DIAGONALES CON LAS CUERDAS SERA CON TORNILLOS DE $\phi=12.7$
 - 16.-SE DEBERAN GALVANIZAR LAS ANCLAS.
 - 17.-SE DEBEN RESPETAR LAS ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION INDICADAS POR EL A.C.I.(ULTIMA EDICION),PARA AGREGADOS.- ARMADOS,CIMBRAS,ETC.ANTES Y DESPUES,DE LA CONSTRUCCION.

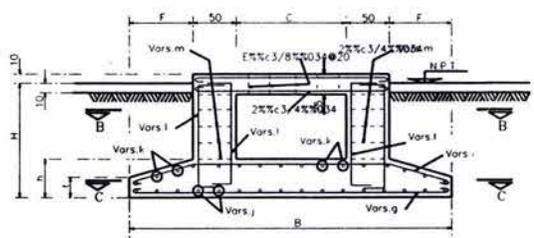
EQUIPO			
PIEZAS	TENSION	MARCA	TIPO
3	115 KV.	COOPER	VM400-17/95
9	115 KV.	A. B. B.	EXLIM OXIDO

F E S ACATLAN	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
PROYECTO:	S.E. SAN MARTIN POTENCIA (SWITCHEO) 115 kv
TITULO:	ESTRUCTURAS MENORES CIMENTO PARA APARTARRALLOS
TESIS PROFESIONALES	PLANO 7
ROBERTO RODARTE MARTINEZ	

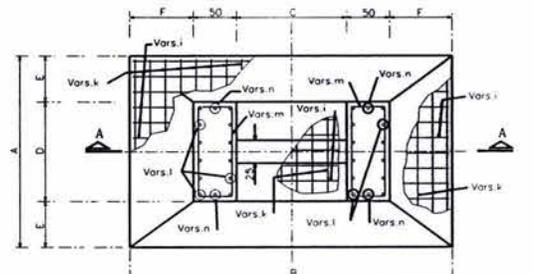


PLANTA DE LOCALIZACION

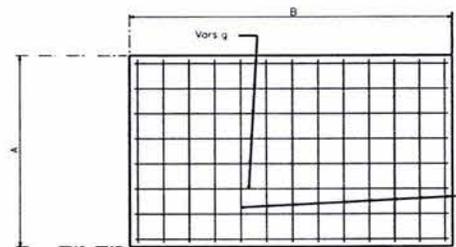
ESC. 1:300



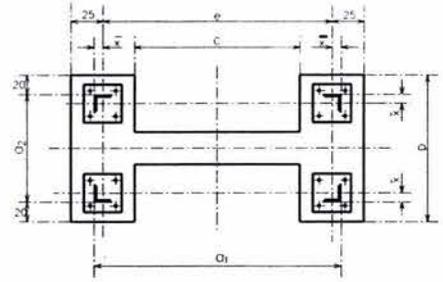
CORTE A A elevacion



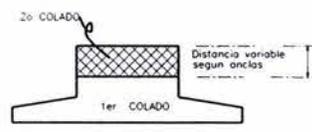
CORTE B B planta



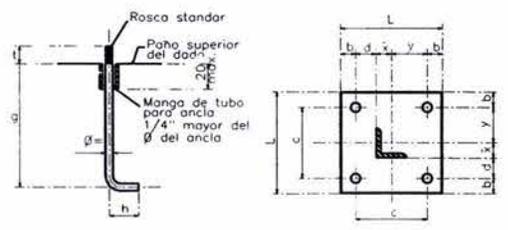
CORTE C Cc



PARA C-2
DISPOSICION DE PLACAS DE BASE



DETALLE 1



DETALLE ANCLAS

DETALLE PARA PLACAS BASE

NOTAS:

- Acotaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.
- Usar concreto $f'c=19.6 \text{ MPa}$ (200 kg/cm^2).
- Usar acero grado duro $fyp=412 \text{ MPa}$ (4200 kg/cm^2).
- Anclajes y traslapes no menores de 40 diámetros de la varilla de refuerzo.
- Todos los ejes deberán verificarse con los planos correspondientes al grupo de diseño.
- Recubrimientos libres: zapatas 5 cm, dados 5 cm.
- Todas las aristas visibles llevarán un 'chafan' de $2 \times 2 \text{ cm}$.
- Las zapatas se podrán hacer en un solo colado, al contar con los elementos de anclaje de la estructura o colarse en dos etapas (ver detalle 1).
- Se ha considerado una capacidad de carga del terreno de 0.98 MPa (10 ton/m^2) a una profundidad de 1.60 m respecto al terreno natural, según informe de mecánica de suelos No.
- Todas las zapatas se desplantarán sobre una plantilla de concreto pobre de $f'c=9.81 \text{ MPa}$ (100 kg/cm^2) de 8 cm de espesor.

TABLA DE PLACAS DE BASE Y ANCLAS DE ESTRUCTURAS METALICAS

CIMENTO TIPO	COLUMNA TIPO	DIMENSIONES DE COLUMNAS		DIMENSIONES PLACAS							DIMENSIONES ANCLAS				
		D ₁	D ₂	ESPESOR	a	b	c	L	x	y	e	t	g	h	z
Z-1	C-1	180	100	1	4.6	4.4	14.8	24	3.0	7.4	174.0	8.0	120	25	1
Z-2	C-2	180	100	1	4.6	4.4	14.8	24	3.0	7.4	174.0	8.0	120	25	1
Z-3	C-3	180	100	1	4.6	4.4	14.8	24	3.0	7.4	174.0	8.0	120	25	1
Z-4	C-4	180	100	1	4.6	4.4	14.8	24	3.0	7.4	174.0	8.0	120	25	1
Z-5	C-5	180	100	1	4.6	4.4	14.8	24	3.0	7.4	174.0	8.0	120	25	1
Z-6	C-6	180	100	1	4.6	4.4	14.8	24	3.0	7.4	174.0	8.0	120	25	1

TABLA DE CIMENTOS

CIMENTO TIPO	COLUMNA TIPO	DIMENSIONES								REFUERZO								
		A	B	C	F	F	H	h	t	Vars. a	Vars. i	Vars. k	Vars. l	Vars. m	Vars. n	Vars. o		
Z-1	C-1	330	460	124	118	195	40	30	118	195	40	30	Ø5/8" • 20	Ø5/8" • 25	Ø3/8" • 15	Ø5/8" • 25	Ø5/8" • 25	Ø5/8" • 25
Z-2	C-2	340	480	124	118	195	40	30	128	195	40	30	Ø5/8" • 15	Ø5/8" • 20	Ø3/8" • 15	Ø5/8" • 25	Ø5/8" • 25	Ø5/8" • 25
Z-3	C-3	360	520	124	118	195	40	30	148	195	40	30	Ø5/8" • 20	Ø5/8" • 25	Ø3/4" • 20	Ø5/8" • 25	Ø5/8" • 25	Ø5/8" • 25
Z-4	C-4	320	460	124	118	195	40	30	118	195	40	30	Ø5/8" • 20	Ø5/8" • 25	Ø3/4" • 20	Ø5/8" • 25	Ø5/8" • 25	Ø5/8" • 25
Z-5	C-5	340	480	124	118	195	40	30	128	195	40	30	Ø5/8" • 15	Ø5/8" • 20	Ø3/8" • 15	Ø5/8" • 25	Ø5/8" • 25	Ø5/8" • 25
Z-6	C-6	360	520	124	118	195	40	30	148	195	40	30	Ø5/8" • 20	Ø5/8" • 25	Ø3/4" • 20	Ø5/8" • 25	Ø5/8" • 25	Ø5/8" • 25

F E S ACATLAN	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
PROYECTO: SE. SAN MARTIN POTENCIA 115 KV. (SWITCHED)	
TITULO: CARRIPIPO DE ESTRUCTURAS 115 KV	
ESTRUCTURAS MAYORES	
TESIS PROFESIONAL	PLANO 6
ROBERTO RODARTE MARTINEZ	

Capítulo 4 CIMENTACION DE AUTOTRANSFORMADOR TRIFASICO O MONOFASICO.

4.1 Introducción

Teniendo el conocimiento de que el transformador es la parte más importante de una subestación, por la función que desarrolla de transferir la energía eléctrica, de un circuito a otro que es por lo general de diferente tensión y solo están acoplados magnéticamente, o bien por su costo con relación a las otras partes de la subestación. Los transformadores Considera el punto de vista de seguridad se protegen por medio refrigerante, por lo que se pueden dividir en dos grupos:

- *Transformadores con aislamiento en seco.*- Tienen su parte activa en contacto directo con el medio aislante gaseoso (por lo general aire) o resinas, materiales plásticos, se emplean en servicios auxiliares de algunas otras instalaciones o como parte integrante de las instalaciones secundarias industriales o comerciales.
- *Transformadores con aislamiento en aceite.*- Tienen su parte activa en aceite mineral (derivados del petróleo) por lo que en éstas máquinas de hecho no se tienen limitaciones ni en potencia ni en las tensiones ya que es común encontrar transformadores hasta de 400 kv.

4.2 Principales Características Constructivas de los Auto transformadores.

Las principales características que constituyen un transformador de potencia son el núcleo magnético, los devanados, el conmutador o cambiador de derivaciones (en vacío o bajo cargas), el tanque, los dispositivos de enfriamiento y las boquillas, así como algunos otros accesorios (ruedas de rolar, ganchos de sujeción, etc.).

El propósito de este capítulo no es el análisis del diseño o construcción de las máquinas o aparatos de una subestación eléctrica. Se hará mención que el núcleo se puede construir del tipo de columnas o acorazado para no tener pérdidas de hierro como se ve en la siguiente figura. (Ilustración 19)

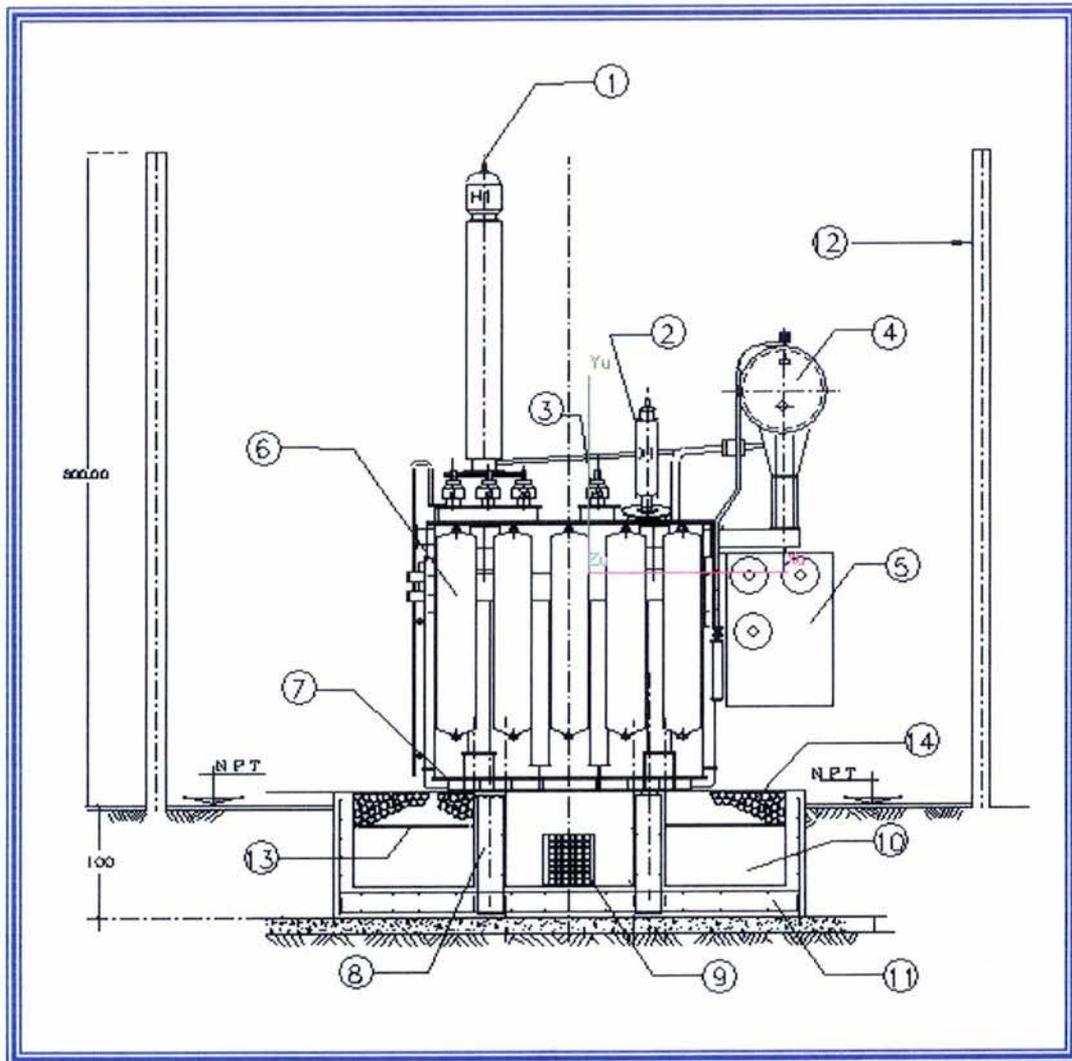


Ilustración 19 Auto transformador Accesorios.

- | | |
|-----------------------------------|--------------------------|
| 1. Boquilla de Alta Tensión. | 8. Trabe de Cimentación. |
| 2. Boquilla de Baja Tensión. | 9. Rejilla Para Drenaje. |
| 3. Boquilla de Neutro. | 10. Fosa de Aceite. |
| 4. Tanque de Aceite (Protección). | 11. Losa de Cimentación. |
| 5. Sistema de Ventilador. | 12. Muro de Protección. |
| 6. Tanque de Aceite. | 13. Rejilla Irving. |
| 7. Base del Autotransformador. | 14. Boleos. |

La base del tanque puede estar constituida por una armadura de apoyo para el montaje de ruedas ó placas de acero para facilitar el traslado de la maquina dependiendo de la capacidad del autotransformador o transformador se le puede adaptar tubos radiadores y ventiladores para la disposición de calor así como algunas variante intercambio de calor, además, contiene las facilidades para el montaje de las boquillas, las válvulas de drenaje, el tanque conservador con sus relevadores, algunos otros accesorios notables como son:

- Terminal para conexión.
- Ganchos de sujeción para el movimiento de la maquina.
- Medios apropiados para la descarga rápida de aceite.
- Punto de conexión para el filtro-prensa en el tratamiento del aceite.

4.3 Instalación de los Autotransformadores.

Debido a la forma de operación de los autotransformadores, es necesario diseñar una cimentación que garantice la estabilidad del equipo y la captación inmediata de aceite sin que este se pueda derramar horizontalmente, (como se ve en la Ilustración 19.) se deberá respetar las distancias de seguridad mínimas recomendadas o en caso de no ser así aislarlos del posible contacto, por medio de barandales ó mallas. Sin embargo lo más seguro y recomendable es protegerlos con muros o mamparas de concreto y tabique cuyas dimensiones satisfagan el propósito de no propagar el fuego en caso de incendio de un equipo a otro, estos muros deben de ser con acabados aparentes y podrán ser prefabricados.

La edificación de los cimientos depende del arreglo general que se tengan y de las características de la subestacion de gran potencia, que por lo general son del tipo intemperie, se tienen una disposición diferente a las de menor potencia tipo interior o a las compactadas. En general para estas últimas no existen consideraciones especiales respecto a las instalaciones de los transformadores mientras que en las subestaciones tipo intemperie existe muchas variantes dependiendo la disposición del equipo de cada subestación.

4.3.1 Muros o Mamparas.

Como norma general se puede mencionar que los transformadores y autotransformadores se deberán instalar sobre una losa y trabes de apoyo (ilustración 19) y estar protegidos por muros ó mamparas que según las características del aparato estarán diseñados para soportar su peso y respetar las distancias de seguridad mínima.

Con respecto al muro ó mamparas estas son estructura formadas por muros de tabique macizo ó mamparas de concreto cuyas dimensiones deben satisfacer el propósito de evitar la propagación de incendio. Su estructura esta edificada con dos columnas extremas y una central de concreto armado, en esta la parte superior termina con un capitel con las dimensiones necesarias para anclar una columna metálica de celosía o de alma llena, desplantados sobre una zapata con una contra trabe central y contra fuertes laterales a las columnas, se forman tableros en lo alto de las mamparas limitados por trabes de concreto armado semiempotradas a las columnas, las cuales soportan el peso de los muros.

Diseño.

Se procede al dimensionamiento del tanque y las distancias entre mamparas (muros corta fuego) para tener una relación entre ambos y no choque el muro con autotransformador, se revisan los esfuerzos inducidos y los elementos mecánicos actuantes sobre dicha estructura en el terreno de cimentación.

El peso propio del transformador es considerado con todo y aceite (condiciones de trabajo), repartiendo el peso en trabes invertidas o en plancha de concreto armado, así mismo se tomó en cuenta la acción del viento para el análisis de momentos y fuerza de volteo provocado por dicho aparato.

Ejecución.

Los autotransformadores ó Transformadores de alta tensión y grandes capacidades son empacados en fabrica para facilitar su transporte sin aceite aislante, accesorios separados y en algunos casos en secciones modulares. Para la preservación de los aislamientos y evitar la entrada de humedad de los mismos, durante su transporte el tanque se llena con nitrógeno o aire seco a presión positiva.

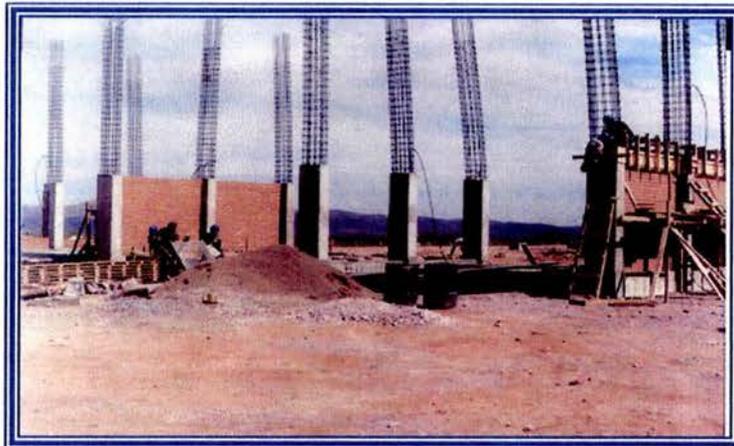
Para su instalación se deberá efectuar minuciosa inspección exterior con el objeto de verificar que no hay signos de daños externos, se revisarán las condiciones de presión, contenido de oxígeno y punto de rocío del nitrógeno o aire seco según el caso.

Al iniciar el armado del transformador se revisará internamente para verificar y/o confirmar si no tiene daños, esta revisión consistirá en lo siguiente.

- Antes de iniciar la revisión interna se tomarán precauciones para evitar riesgos de sofocación o contaminación por gas, para lo cual se deberá evacuar con bomba de vacío y substituir con aire seco; si la presión del gas es " CERO" o "NEGATIVA", y el contenido de oxígeno y punto de rocío son mayores que los esperados, existe la posibilidad que los aislamientos del transformador esté contaminados con aire y humedad de la atmósfera, por lo que será necesario someter el transformador a un riguroso proceso de secado después de su armado.
- El transformador no se deberá abrir en circunstancias que permitan la entrada de humedad (días lluviosos) no se dejará abierto por tiempo prolongado.
- Para prevenir la entrada de humedad al abrir el autotransformador, se realizará un llenado que cubra las bobinas con aceite aislante desgasificado y deshidratado a una temperatura de 30°C, calentando núcleo y bobinas para reducir la posibilidad de condensación de humedad.
- Se debe evitar que objetos extraños caigan ó queden dentro del autotransformador.

Muro Corta Fuego (Mampara).

La función del muro es evitar la prolongación del fuego en caso de explosión y evitar que las partes que salgan expulsadas dañen a otros equipos como al transformador o autotransformador, otra función es la de evitar un poco el ruido expulsándolo hacia arriba.



Proceso constructivo de muro corta fuego

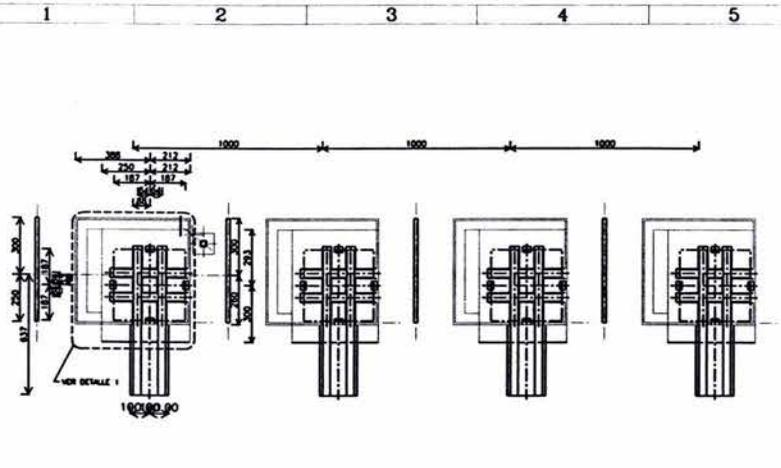
Ilustración 20 Muro Corta Fuego (proceso constructivo).

Detalle final del mismo muro.

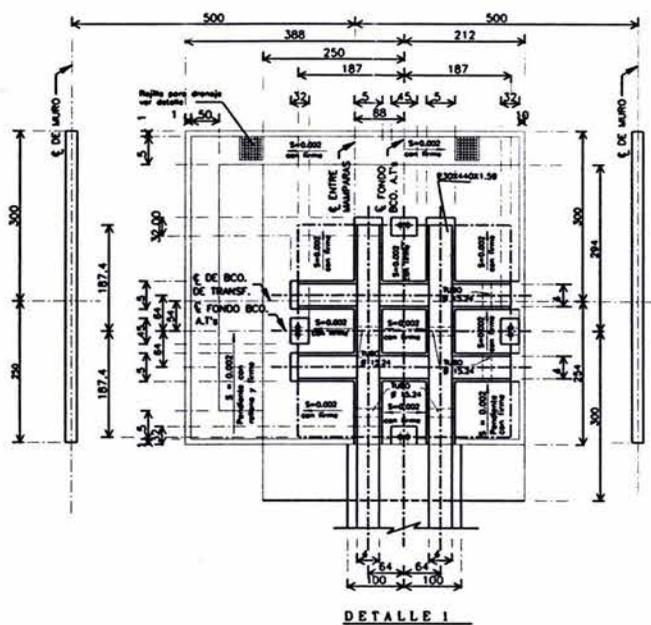
Diseño de transformador normalizado



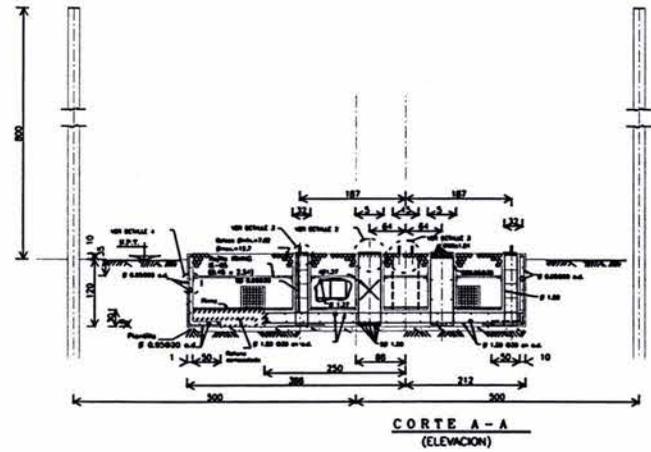
Ilustración 21 Muro Corta Fuego.



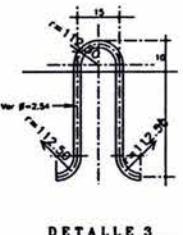
PLANTA DE LOCALIZACION



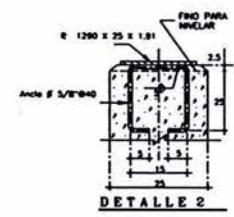
DETALLE I



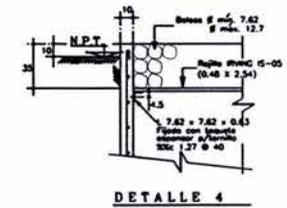
CORTE A-A (ELEVACION)



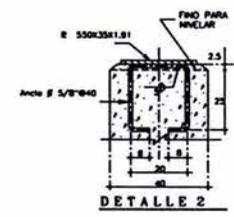
DETALLE 3



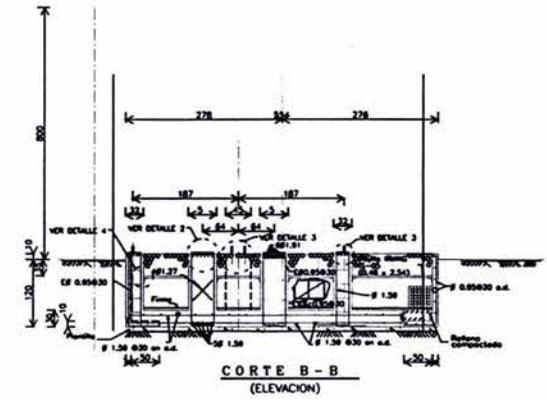
DETALLE 2



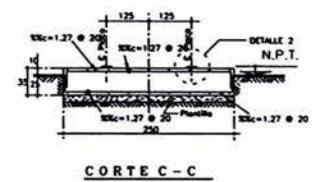
DETALLE 4



DETALLE 2



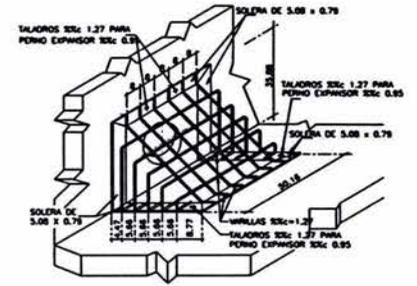
CORTE B-B (ELEVACION)



CORTE C-C

NOTAS:

- ◆ Acotaciones en centímetros, excepto los indicados en otra unidad.
- ◆ Usese concreto $f'c = 19.6 \text{ MPa}$ (100 kg/cm²)² Con Cemento Puzolánico.
- ◆ Usese acero $f_{yp} = 393 \text{ MPa}$ (4000 kg/cm²).
- ◆ Anclajes y traslapes no mayores de 40 diámetros.
- ◆ Recubrimientos libres = 4 cm.
- ◆ Todos los aristas visibles llevaron choffón de 2 x 2 cm.
- ◆ Los cimientos se desplantaron sobre una plantilla de concreto pobre $f'c = 9.81 \text{ MPa}$ (100 kg/cm²)² de 8 cm. de espesor.
- ◆ Todos los anclajes serán de varilla corrugada.
- ◆ Los varillas que forman al detalle de rejilla deberán soldarse en todos los cruces y en las soleras.
- ◆ Se debe aplicar un tratamiento anticorrosivo a la rejilla IRVING IS-05.
- ◆ Se deberán respetar las especificaciones de construcción indicadas por el A.C.I. para apregados, armados y cimbras antes, durante y después de la construcción.

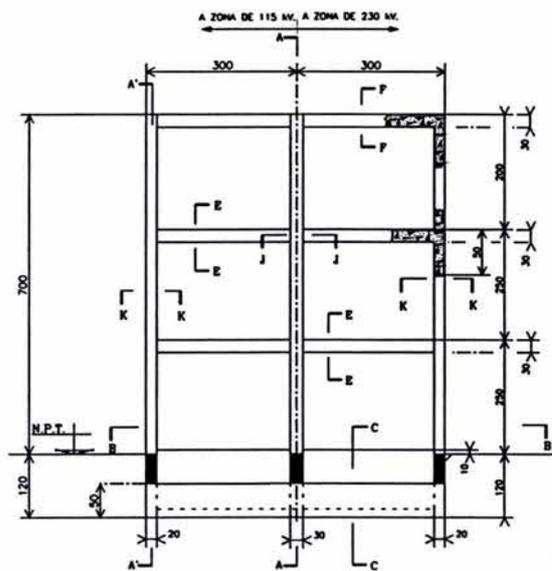


DETALLE DE REJILLA

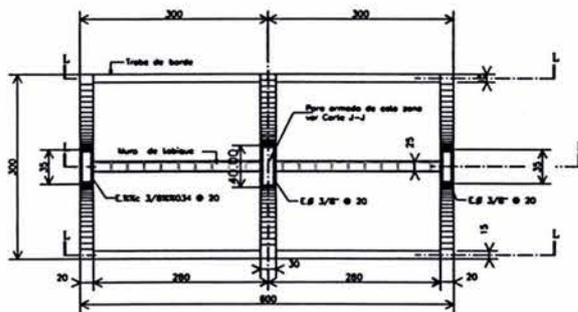
EQUIPO		
TENSION	MARCA	TIPO
115/13.8 kv.	A.B.B.	TRANSFORMADOR

CANTIDADES DE OBRA									
MATERIAL		UNIDAD		CANTIDAD		CANTIDAD EN EL PLANO		CANTIDAD EN EL PLANO	
Q	U	Q	U	Q	U	Q	U	Q	U
27.8	27.8	40.75	42	90	302	6	290	375	30

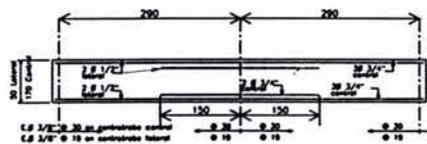
F E S ACATLAN	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
PROYECTO: SE. SAN MARTIN POTENCIA 115 KV. (SWITCHED)	
TITULO: CEMENTO DE AUTOTRANSFORMADOR	
TESIS PROFESIONAL	PLANO 6
ROBERTO RODARTE MARTINEZ.	



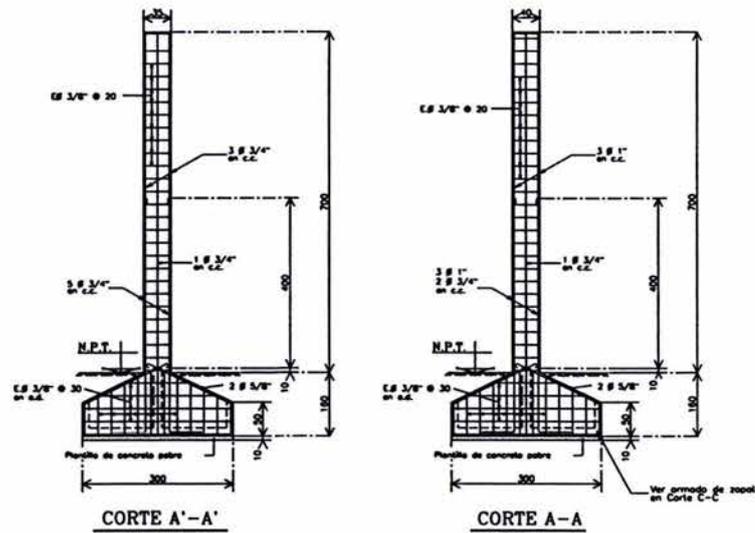
ELEVACION



CORTE B-B

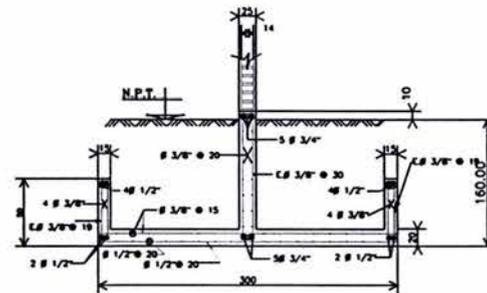


CORTE L-L (Armado contrarabes central y lateral)

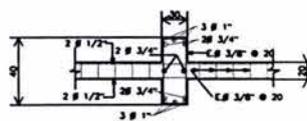


CORTE A'-A'

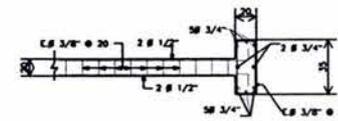
CORTE A-A



CORTE C-C



CORTE J-J



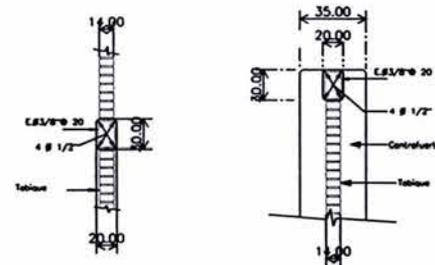
CORTE K-K

NOTAS:

- + Aotaciones en centímetros, excepto los indicados en otra unidad.
- + Use concreto $f_c=19.6 \text{ MPA}(200\text{kg./cm.})^2$
- + Use acero $f_y=412 \text{ MPA}(4000\text{kg./cm.})^2$
- + Anclajes y traslapes no menores de 40 diámetros.
- + Recubrimientos libres:
 - Cerrosientos: 2cm.
 - Columnas: 4cm.
 - Zapata: 4cm.
- + Todos los aristas visibles llevarán chafón de 2.5x2.5cm.
- + Los cimientose desplantaron sobre unaplantilla de concreto pobre $f_c=9.8 \text{ MPA}(100 \text{ Kg./cm.})$, de 8 cm de espesor.
- + Tanto el tabique como el concreto serán adhérentes.
- + Use tabique rojo recocido o similar (el tabique y los codenos pueden sustituirse por un muro de concreto de 12cm. de espesor y armado al centro con varillas $3\#3/8 \text{ @ } 30 \text{ en a.d.}$)

NOTA IMPORTANTE:

- + El relleno de tierra sobre las zapata o a largo del muro, se hará en capas compactadas de 25 cm., no deberá removerse ya que de él depende la estabilidad del muro.



CORTE E-E

CORTE F-F

F E S	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN	
PROYECTO: S.E. SAN MARTIN POTENCIA (SWITCHED)	
TITULO: MURO DIVISORIO	
TESIS PROFESIONAL PLANO 9	
ROBERTO RODARTE MARTINEZ.	

Capítulo 5 CASETA DE CONTROL

5.1 Introducción.

Son edificaciones que tienen como finalidad proteger físicamente de agentes críticos ambientales garantizando la estabilidad e integridad de los equipos que por su naturaleza deben estar bajo techo. Estas casetas de control de subestaciones eléctricas revisten gran importancia ya que en esta, se encuentran centralizados los sistemas y equipos de protección y control. Existen diferentes criterios por medio cuales se clasifican de la siguiente forma:

Por su uso puede ser para:

1. SF6.
2. Caseta de Control.
3. Caseta de Tableros.

Por su Tensión de operación pueden ser para:

1. 115 kV.
2. 230 kV.
3. 400 kV.

Por el material de empleado en la construcción.

1. Concreto.
2. Metálico.
3. Mixto.

Las dimensiones y requisitos de edificios y casetas se establecen de acuerdo a la topografía del terreno seleccionado, al estudio de mecánica de suelos y al arreglo especificado para la subestación, esta podrá construirse en una sola plataforma a nivel, o en varias plataformas escalonadas. En el último caso la caseta se debe ubicar en la plataforma más alta y con una orientación que permita futuras ampliaciones.

Operación.

Los elementos principales de una subestación eléctrica están controlados desde la caseta de control por medio de un sistema de cableado, que llega a cada uno de ellos, este sistema esta controlado por tableros que forman parte de los servicios propios de la subestacion los aparatos que se controlan son los siguientes:

1. Servicios propios para el equipo principal (transformadores o autotransformadores de potencia, interruptores y cuchillas desconectoras).
2. Servicios propios para los dispositivos de protección y medición.
3. Servicios propios para los accesorios.
4. Sistema de alumbrados.

Estos servicios propios de la subestación deben ser proyectados con un alto grado de seguridad en su funcionamiento, ya que el buen funcionamiento de los servicios condiciona una forma determinante de la correcta operación de la subestación eléctrica.

Las fuentes de alimentación de los servicios propios son de gran importancia para el control y operación de la subestación desde la caseta de control, que es el lugar donde se instalan los tableros de control.

5.2 Características para el Diseño.

En las características particulares, se indican los materiales de la superestructura, la velocidad regional máxima de viento para un periodo de retorno de 200 años en un tiempo de promediación de 3 s, así como los parámetros de diseño de por sismo.

5.2.1 Identificación de Condiciones de Carga.

Las condiciones de carga empleadas por el ingeniero diseñador se identificarán como siguen:

1. Carga muerta, debida a la masa de cables, charolas y accesorios; así como todos los elementos que componen toda la edificación.
2. Carga debida a sismo.

3. Carga viva para techos con pendiente menor o igual al 5% se considera b 0.98 kPa, en pendientes mayores de 5 % debe considerarse 0.39 kPa.

5.2.2 Combinaciones y Factores de Carga.

La combinación es la superposición de condiciones de carga que tiene alta probabilidad de ocurrir simultáneamente.

Las combinaciones y factores de carga correspondientes para el diseño de las estructuras de acero se calculan conforme a los manuales AISC-LRFD, las de concreto conforme al reglamento de ACI última edición.

5.3 Cimentación.

Las cimentaciones comunes para el tipo de estructuras son de tipo superficial que pueden ser zapatas aisladas, corridas y/o losas de cimentación de concreto reforzado, las cimentaciones especiales pueden ser parciales o totalmente compensadas, profundas basándose en pilas o pilotes o una combinación y se diseñan cuando el estudio de mecánica de suelos así lo recomiende.

5.3.1 Cimentaciones Superficiales.

Se diseñan cimentaciones para todo tipo de estructuras de acuerdo a las siguientes necesidades.

1. Cimentaciones para suelos con capacidad de carga netas admisibles de 49, 98 y 196 kPa esta capacidad de carga se aumenta en un 30% para las condiciones de carga accidental por viento ó sismo.
2. Asentamientos las cimentaciones diseñadas deben ajustarse a los asentamientos diferenciales tolerables, conforme al manual de diseño de obras civiles de CFE. En el análisis se emplean cargas de servicio para las condiciones más desfavorables.

5.4 Diseño de Cimentaciones.

Deben diseñarse y cumplir con la especificación CFE-C00-13, para el caso de suelos deformables, debe justificarse el buen funcionamiento de las edificaciones por asentamientos o expansiones totales y diferenciales.

Sus dimensiones principales normalizadas son: 13 x 25m conteniendo una sala de tableros, sala de baterías, bodega, servicios sanitarios, vestíbulos, cocineta y una oficina.

Estructuralmente está formada por una cubierta de loza maciza, los muros no se consideran de carga, siendo de tabique rojo recocado desplantado sobre las contratraves, vigas y columnas formando marcos aislados de concreto armado.

Las condiciones físicas y geológicas del sitio donde se construirá la subestación son importantes. Las fuerzas que se deben evaluar son las ocasionadas por el viento y sismo. Esta información la podremos recabar con la ayuda del Manual de Obras Civiles de C.F.E.

a) Descripción de la construcción.

El sitio tiene un estrato superficial de 3 m de arena –limosa color café con poca materia orgánica y restos de raíces.

La cimentación estará constituida, dado el tipo de terreno y dimensiones de la estructura, por zapatas corridas de concreto armado.

La superestructura consta de planta baja y azotea; la planta baja con vestíbulo, sala de tableros, sala de baterías y cargadores, sala de carrier (comunicaciones), baños, utilería y azotea con tinaco de agua potable.

Esta superestructura esta formada básicamente por marcos de concreto, los movimientos dinámicos se absorberán con dichos marcos.

b) Materiales.

Acero Grado duro: $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ Concreto: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Muros de tabique recocado de 15 cm. De espesor ligados con mortero de cemento en proporción 1: 3.

Relleno de Tezontle. Aplanados de yeso y mezcla.

c) Cargas.

Para diseño estructural.

(Pendiente < 5%)

$$\text{Losa Azotea.-} \quad w_{\text{losa}} (h = 12.5m) = 0.300 \frac{T}{m^2} w_{\text{relleno}} = 0.100 \frac{T}{m^2}$$

$$w_{\text{firme}} = 0.600 \frac{T}{m^2}$$

$$w_{\text{imp+enladr}} = 0.040 \frac{T}{m^2}$$

$$w_{P_0P_0} = 0.500 \frac{T}{m^2}$$

Para fuerza sísmica:

$$\text{Losa Azotea.-} \quad w_{P_0P_0} = 0.500 \frac{T}{m^2}$$

$$\text{(Pendiente < 5\%)} \quad w_v = 0.040 \frac{T}{m^2}$$

$$w_{\text{total}} = 0.540 \frac{T}{m^2}$$

d) Pesos de materiales.

Tabique de 15cm. (incluyendo mortero): 240 Kg. /cm.

Aplanados por cada lado: 20 Kg. /cm.

Acabados especiales: Según lo especifica el reglamento para las construcciones

e) Coeficiente para Diseño Sísmico.

Del capítulo III, inciso 1, "solicitaciones", por lo que respecta al sismo tenemos:

Grupo A

Zona 2 $C=0.04 \times 1.4 = 0.052$

Estructura Tipo 1.1

Terreno Firme.

f) Distribución de aceleraciones.

Para el cálculo de las fuerzas cortantes a diferentes niveles de la estructura se supuso una distribución lineal de aceleraciones con origen en la base y el valor máximo en el extremo superior, tal que la relación

$$\frac{v(\text{fuerza Cortante})}{w(\text{Peso Total de la Estructura})} \text{ Sea igual, al coeficiente para diseño sísmico.}$$

g) Diseño Sísmico

Se analizó la repartición de cargas desde un punto de vista estático, obteniéndose concentraciones sobre las columnas. Se tomó en cuenta la reducción de cargas vivas que se fija en el reglamento.

h) Trabes

Para su diseño se consultó el criterio del *American Concrete Institute* (A.C.I.) considerando los refuerzos permisibles del acero y el concreto que señalan dicho reglamento.

i) Losas

Se utilizaron los coeficientes para Momentos del método 2 del reglamento mencionado en el inciso anterior, los cuales están en función directa de las condiciones de borde de cada tablero analizado.

j) Columnas.

Se calcularon de acuerdo con la *Teoría Plástica* de C.S. Whinty y E.Cohen, se revisaron de acuerdo con las fórmulas respectivas.

Conclusiones

La localización de una subestación eléctrica presenta varios criterios generales que se resuelven con una matriz de responsabilidad que involucra varias Subdirecciones, Coordinaciones, Gerencias y Subgerencias para la selección de sitio. La matriz proporciona normas de seguridad y establece la selección de sitios no urbanos para disminuir los gastos que involucra la construcción en esa zona, así como el impacto ambiental que produce.

Cuando se localiza el sitio a campo abierto, la matriz de responsabilidades indica un terreno cercano a las vías de comunicación que presente una pendiente uniforme y suave para facilitar el proyecto de red drenaje y el menor movimiento de tierra, lo que redundará en un menor costo, es importante evitar en lo posible terrenos agrícolas, ganaderos, zonas de cultivo y zonas industriales muy contaminantes que dañen los equipos de la subestación.

Un elemento primordial para la elección de un terreno es su resistencia para cimentar las estructuras, equipos menores y edificaciones sin recurrir a soluciones demasiado costosas, elegir un terreno de fácil acceso para el movimiento del equipo que se utilizará en las instalaciones y para las líneas de llegada y de distribución.

Uno de los puntos más importantes es el financiamiento de las obras, ya que debe ser estable para que el servicio sea suministrado continuamente y se puedan solventar los daños ocasionados en una contingencia o por el uso del mismo equipo.

La planificación es recomendable tanto para las obras nuevas como para los sistemas existentes, estos criterios de planeación serán seleccionados por estudios preliminares en etapas que correspondan a la realidad de la demanda y que la aceptación de los proyectos desde el punto de vista ingenieril y económico, según los pronósticos de la demanda de cada zona.

La planificación debe considerar:

- Investigación de necesidades, objetivos y factibilidad en la zona.
- Ingeniería del proyecto.
- Economía del proyecto
- Costo social del proyecto.

Resulta muy costoso pretender imponer en primera instancia un proyecto enfocado solamente a la ingeniería, sin tomar en cuenta los aspectos sociales y económicos que necesariamente se afectarán y ajustarán según la demanda de energía eléctrica en nuestro país.

BIBLIOGRAFIA

1. Localización de Sitios.
Apuntes Localización de Sitios
Comisión Federal de Electricidad
2. Subestaciones Eléctricas
Enrique Harper
Limusa
3. Elementos de Centrales Generadoras Vol. II
Enrique Harper
Limusa
4. Mecánica de Suelos Vol. I, II y III.
Juárez Badillo y Alfonso Rico
Limusa
5. Exploración y Muestreo de Suelos.
Manual de Diseño de Obras Civiles
Comisión Federal de Electricidad
6. Propiedades Físicas Y Mecánicas de los Suelos.
Manual de Diseño de Obras Civiles
Comisión Federal de Electricidad
7. Cimentaciones
Manual de Diseño de Obras Civiles
Comisión Federal de Electricidad

8. Métodos de Diseño
Manual de Diseño de Obras Civiles
Comisión Federal de Electricidad

9. Diseño por Sismo
Manual de Diseño de Obras Civiles
Comisión Federal de Electricidad

10. Diseño por Viento
Manual de Diseño de Obras Civiles
Comisión Federal de Electricidad

11. Análisis de Estructuras
Manual de Diseño de Obras Civiles
Comisión Federal de Electricidad

12. Diseño Estructural de Cimentaciones
Manual de Diseño de Obras Civiles
Comisión Federal de Electricidad

13. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica
Manual de Diseño de Obras Civiles
Comisión Federal de Electricidad

14. Diseño de Construcción de Cimentaciones.

Reglamento de Construcción para el Distrito Federal

Instituto de Ingeniería, UNAM.