

114



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"VERIFICACION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION DE UN
EDIFICIO DE TRES NIVELES"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JOSE IGOR RAYON MANZANO



DIRECTOR: M. I. REGINALDO JOSE HERNANDEZ ROMERO

MEXICO, D. F.

AGOSTO 2001

2001



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/090/00

Señor
JOSE IGOR RAYON MANZANO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor REGINALDO JOSE HERNANDEZ ROMERO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"VERIFICACION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION DE UN EDIFICIO DE TRES NIVELES"

- I. INTRODUCCION
- II. ANTECEDENTES GENERALES
- III. FUNDAMENTOS LEGALES
- IV. GENERALIDADES DEL PROYECTO
- V. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
- VI. BAJADA DE CARGAS
- VII. REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION
- VIII. CONCLUSIONES
- IX. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 31 de agosto de 2000.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

INDICE

INTRODUCCION (1)

CAPITULO 1 ANTECEDENTES GENERALES

1.1 CARACTERISTICAS GEOGRAFICAS Y NATURALES (3)

1.1.1 Situación geográfica (3)

1.1.2 Climatología (4)

1.1.3 Hidrología (4)

1.2 CARACTERISTICAS ECONOMICAS (5)

1.2.1 Proyectos de inversión (5)

1.3 CARACTERISTICAS INDUSTRIALES (7)

1.3.1 Principales industrias (7)

CAPITULO 2 FUNDAMENTOS LEGALES

2.1 LA OBRA PUBLICA (9)

2.1.1 Generalidades (9)

2.1.2 Obras por administración directa (11)

2.1.2.1 Características (11)

2.2 ESTUDIOS PRELIMINARES DEL SUBSUELO (12)

2.2.1 Generalidades (12)

2.2.2 Estudio de mecánica de suelos (13)

CAPITULO 3 GENERALIDADES DEL PROYECTO

- 3.1 DESCRIPCION GENERAL (14)
 - 3.1.1 Ubicación (14)
 - 3.1.2 Partido arquitectónico (17)
 - 3.1.3 Partido estructural (17)
- 3.2 PROBLEMATICA DE LA CIMENTACIÓN (23)
 - 3.2.1 Causas (23)

CAPITULO 4 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

- 4.1 INVESTIGACION DEL SUBSUELO (25)
 - 4.1.1 Tipos de sondeo (25)
 - 4.1.1.1 Sondeo MC-1 (25)
 - 4.1.1.2 Sondeo MC-2 (26)
 - 4.1.1.3 Sondeo SPT-1 (26)
 - 4.1.1.3.1 Resultados de campo (28)
- 4.2 CONDICIONES DEL SUBSUELO (36)
 - 4.2.1 Propiedades y estratigrafía (36)
 - 4.2.1.1 Sondeo MC-1 (36)
 - 4.2.1.2 Sondeo MC-2 (36)
 - 4.2.1.3 Sondeo SPT-1 (39)

4.2.2 Correlaciones entre número de golpes y compacidad relativa de las arenas (41)

4.2.3 Módulo de elasticidad y relación de poisson de los suelos típicos (42)

CAPITULO 5 BAJADA DE CARGAS

5.1 ACCIONES (43)

5.1.1 Generalidades (43)

5.1.2 Clasificación de las acciones (44)

5.1.2.1 Cargas permanentes (44)

5.1.2.2 Cargas variables (44)

5.1.2.3 Cargas accidentales (45)

5.1.3 Factor de carga (46)

5.1.4 Factor de resistencia (46)

5.2 TRANSMISION DE CARGAS (47)

5.2.1 Generalidades (47)

5.2.2 Procedimiento (47)

5.2.3 Cargas puntuales (48)

5.2.4 Cargas tipo (48)

5.2.4.1 Superestructura (48)

5.2.4.2 Subestructura (49)

5.3 RESULTADOS DE LAS DESCARGAS (51)

5.3.1 Area sureste (52)

5.3.2 Area suroeste (53)

5.3.3 Area norte (54)

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

6.1 CRITERIOS DE EVALUACION GEOTECNICA (55)

6.1.1 Estado límite de falla (55)

6.1.2 Estado límite de servicio (56)

6.2 REVISION GEOTECNICA (56)

6.2.1 Estado límite de falla (56)

6.2.1.1 Area sureste (56)

6.2.1.1.1 Evaluación de la capacidad de carga por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (57)

6.2.1.1.2 Evaluación de la capacidad de carga por el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán (62)

6.2.1.1.3 Comparativa de descarga estructural - capacidad de carga - ancho de cimentación (67)

6.2.1.2 Area norte (68)

6.2.1.2.1 Evaluación de la capacidad de carga por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (68)

6.2.1.2.2 Evaluación de la capacidad de carga por el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán (75)

6.2.1.2.3 Comparativa de descarga estructural - capacidad de carga ancho de cimentación (81)

6.2.2 Estado Límite de Servicio (82)**6.2.2.1 Asentamientos elásticos inmediatos a partir de la fórmula aproximada de Steinbrenner (82)****6.2.2.1.1 Area sureste (83)****6.2.2.1.1.1 Evaluación de asentamientos elásticos inmediatos con la carga de diseño del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (84)****6.2.2.1.1.2 Evaluación de asentamientos elásticos inmediatos con la carga de diseño del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán (86)****6.2.2.1.2 Area norte (88)****6.2.2.1.2.1 Evaluación de asentamientos elásticos inmediatos con la carga de diseño del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (89)****6.2.2.1.2.2 Evaluación de asentamientos elásticos inmediatos con la carga de diseño del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán (91)****6.2.2.1.3 Comparativa de asentamientos elásticos inmediatos (93)****6.3 REVISION ESTRUCTURAL (94)****6.3.1 Estado Límite de Falla (94)****6.3.1.1 Area sureste (94)****6.3.1.1.1 Cortante (95)****6.3.1.1.2 Flexión (97)****6.3.1.1.3 Temperatura (101)****6.3.1.1.4 Comparativa de fuerzas cortantes y aceros por flexión y temperatura (102)**

6.3.1.2 Area norte (102)

6.3.1.2.1 Cortante (103)

6.3.1.2.2 Flexión (105)

6.3.1.2.3 Temperatura (109)

6.3.1.2.4 Comparativa de fuerzas cortantes y aceros por flexión
y temperatura (110)

6.3.1.3 Croquis de armado (110)

CONCLUSIONES (111)

BIBLIOGRAFIA (113)

INTRODUCCION

La presente investigación basa su contenido medular en la cimentación de un edificio de tres niveles que forma parte del proyecto de 12 departamentos, en la ciudad de Lázaro Cárdenas, Michoacán

En el Capítulo 1, se proporcionan los datos generales. Entre los que se encuentran los de carácter geográfico, haciendo referencia entre otros aspectos a la situación que guarda la Ciudad de Lázaro Cárdenas, Michoacán a nivel nacional.

Y se describen sus actividades económicas, algunos proyectos públicos y privados y las industrias líderes en la zona, entre las que se encuentran SICARTSA, NKS, y Fertinal.

En el Capítulo 2 se mencionan los puntos referentes al aspecto legal de las obras, cuyos lineamientos se basan en la Ley de Obras Públicas. Se hacen las consideraciones, acerca de los estudios de carácter preliminar que se realizan al subsuelo, antes de iniciar una obra. Tal como lo considera el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Aunque desgraciadamente, es una práctica común en este medio, el no realizar dichos estudios.

En el Capítulo 3 se describen los datos técnicos de tipo arquitectónico y estructural. Además,, se plantean las causas que generan la problemática en la cimentación detectadas durante la etapa de excavación, previa a la construcción de la cimentación. Así como los efectos que trajo consigo a la obra.

Una vez detectado el problema durante la etapa de excavación, se procede a darle solución, a través de la realización de un estudio geotécnico.

En el Estudio de Mecánica de Suelos que se menciona en el Capítulo 4, la exploración y el muestreo forman parte fundamental para la obtención de resultados previos a los determinados en el laboratorio. De esta manera se dá solución al problema, a partir del conocimiento del subsuelo.

No perdamos de vista el objetivo que guarda el presente trabajo, el cual consiste en la revisión de la seguridad de la cimentación, ante estados límite de falla y de servicio. Dado que, las condiciones con las que se diseñó en gabinete, distan mucho de las encontradas.

Para llevar a cabo la revisión, se realiza la bajada de cargas para determinar la descarga estructural en los tramos más esforzados a nivel de cimentación (capítulo 5). Con los cuales se procede a realizar la revisión del diseño de la cimentación (capítulo 6).

El proceso de revisión del diseño se compone principalmente de dos etapas: una geotécnica y otra estructural, las cuales se describen en la figura I.

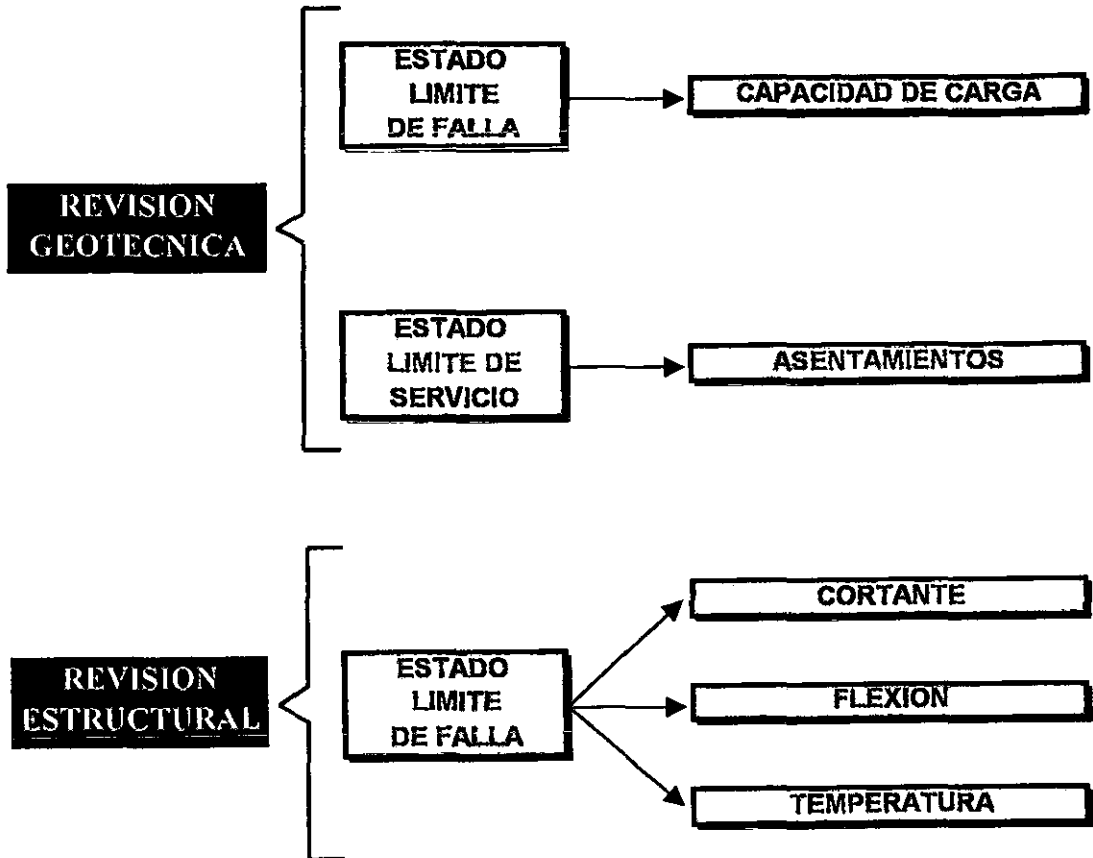


Figura I. Etapas de revisión del diseño de la cimentación

CAPITULO 1

ANTECEDENTES GENERALES

1.1 CARACTERISTICAS GEOGRAFICAS Y NATURALES

1.1.1 SITUACION GEOGRAFICA

La ejecución del proyecto de las 12 viviendas en un edificio habitacional de tres niveles, se planteó con el objeto de proporcionar departamentos al personal que labora en la Secretaría.

La construcción del edificio habitacional se realizó en la Ciudad de Lázaro Cárdenas. En la denominada región de la costa, al sureste del Estado de Michoacán en la vertiente del Océano Pacífico.

La extensión territorial del Municipio de Lázaro Cárdenas es de 1,091 km², que representa el 1.83% de la superficie del Estado de Michoacán. La Planicie de Lázaro Cárdenas en la Costa Michoacana abarca desde la desembocadura del río Balsas, que sirve de frontera natural con el Estado de Guerrero; hasta el río Coahuayana. Su litoral comprende 208 kilómetros de longitud.

La zona de lomerío no rebasa los 60 metros sobre el nivel del mar correspondiente al 20% del territorio total del municipio, mientras que el 80% restante se compone de área montañosa.

Lázaro Cárdenas limita al Norte con el Municipio de Arteaga, al Este con el Estado de Guerrero, al Sur con el Océano Pacífico y al Oeste con el Municipio de Aquila. Cuenta con una población de 155,500 habitantes, aproximadamente. En la Figura 1.1 se muestra la ubicación del municipio de Lázaro Cárdenas, Michoacán.

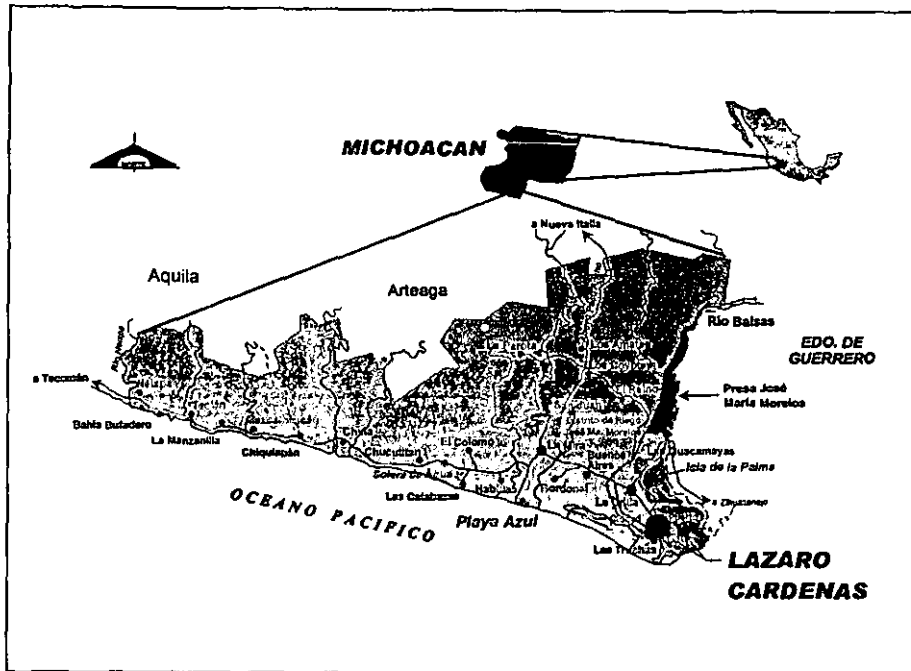


FIGURA 1.1 Ubicación del municipio de Lázaro Cárdenas, Mich.

1.1.2 CLIMATOLOGIA

En la zona predomina el clima tropical semiseco, con vientos dominantes provenientes del sureste y sin una estación invernal definida y con lluvias en verano. Tiene una precipitación anual de 1 278,8 milímetros cúbicos y una temperatura media anual de 28 °C y una mínima de 12° C.

1.1.3 HIDROLOGIA

El Municipio de Lázaro Cárdenas pertenece a la cuenca hidrológica del Río Balsas que sirve además, de límite natural entre los estados de Guerrero y Michoacán.

Dentro del municipio existen otras corrientes como el Chuta, Chucutitlán, Acalpícan, Popoyuta, Mexcalhuacán y el Nexpa que sirve de límite entre los municipios de Lázaro Cárdenas y Aquila.

Su enorme cuenca queda limitada por la Cordillera Neovolcánica, la Sierra Madre Oriental y la Sierra Madre del Sur, cubriendo un área de 112,320 kilómetros cuadrados que comprende importantes porciones de los estados de Oaxaca, Puebla, Tlaxcala, México, Morelos, Michoacán y Guerrero.

La cuenca del Balsas nace en el valle de Puebla en donde se forma por los ríos San Martín y Lahuapán, estos dos ríos unidos se les conoce con el nombre de Atoyac Poblano.

Esta cuenca pasa cerca de la ciudad de Puebla y al sur de ella se ubica la presa Manuel Avila Camacho que permite regar la zona conocida con el nombre de Valsequillo; posteriormente cambia su dirección al SSW para recibir al río Mixteco, corriente que se genera en la vertiente occidental del Complejo Oaxaqueño en la zona conocida con el nombre de la Mixteca.

Unidos el Atoyac Poblano y el Mixteco Oaxaqueño, la corriente toma una dirección hacia el oeste, recibiendo numerosos afluentes con la peculiaridad de que los de mayor importancia por su caudal, volumen de escurrimiento y regularidad de arrastre son los de la ribera derecha que drenan la vertiente sur de la Cordillera Neovolcánica. Recibe de esa margen los ríos: Nexapa, Amacuzac, Cocula, Teloloapan, Alaxuistlán, Cutzamala, Tacámbaro, San Pedro Jorullo y el río Marqués.

En la margen izquierda recibe a los arroyos del Zopilote, Ajuchitlán y Coyuca. Después de recibir el río del Marqués cambia de dirección hacia el sur y por medio de un estrecho cañon cruza la Sierra Madre del Sur y desemboca en el Océano Pacífico en forma déltica. La corriente principal recibe el nombre de río Mezcala que toma ese nombre desde el poblado del Balsas y en su tramo final la corriente es conocida con el nombre de río Zacatula. A 60 kilómetros de la desembocadura se localiza la central hidroeléctrica El Infiernillo y casi en su desembocadura se ubica la central hidroeléctrica conocida como La Villita. Se estima que el escurrimiento anual de toda la cuenca es de $14 \times 10^9 \text{ m}^3$.

1.2 CARACTERISTICAS ECONOMICAS

1.2.1 PROYECTOS DE INVERSION

Los proyectos de inversión de mayor impacto económico, social y cultural que se realizan en Lázaro Cárdenas, se ejecutan con la finalidad de incrementar el intercambio comercial nacional e internacional, por lo que el gobierno del Estado de Michoacán ha emprendido varios proyectos, para aumentar la actividad económica en la zona y de manera simultánea incrementar el número de empleos para la gente de la región.

A continuación se describe en la Tabla 1.1, los proyectos que se llevan a cabo en la región, como parte de las actividades económicas del lugar. Enseguida se muestra en la Figura 1.2 un mapa, indicando la localización de los proyectos enlistados en la Tabla 1.1.

PROYECTO	RESPONSABLE	PERIODO
Autopista Lázaro Cárdenas - Uruápan	S.C.T.	1998 - 2000
Construcción de acceso definitivo al Puerto	S.C.T.	1998 - 1999
Construcción de una base naval militar	S.M.	1998 - 2000
Encauzamiento del brazo izquierdo del Balsas	C.N.A.	1998
Infraestructura urbana y desarrollo municipal	SEDESOL	1998
Rehabilitación del Distrito de Riego 098	SAGAR	1998
Alianza para el campo	SAGAR	1998
Procampo	SAGAR	1998
Estudio para determinar potencial pesquero	SEMARNAP	1998
Construcción de la terminal de autobuses	S.C.T.	1999
Incremento en la producción de acero	SICARTSA	1998-2000
Incremento en la producción de fertilizantes	FERTINAL	1998-2000
Proyectos inmobiliarios y comerciales	SICARTSA	1998-2000
Rehabilitación de sistemas de agua potable	C.N.A.	1998-1999
Rehabilitación de 4 plantas de tratamiento	C.N.A.	1998-2000
Rehabilitación de sistemas de alcantarillado	C.N.A.	1998-2000
Ampliación de la terminal portuaria	S.C.T.	1999
Ampliación del aeropuerto	A.S.A.	1998-2000

TABLA 1.1 Proyectos de inversión en Lázaro Cárdenas, Mich.

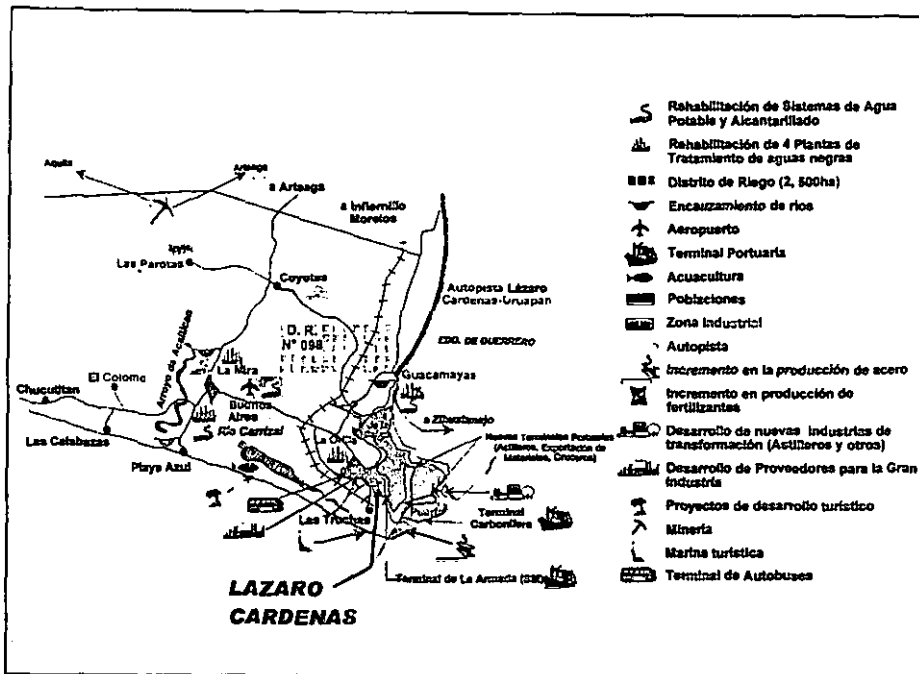


FIGURA 1.2 Localización de proyectos de inversión en Lázaro Cárdenas

1.3 CARACTERISTICAS INDUSTRIALES

1.3.1 PRINCIPALES INDUSTRIAS

El proyecto industrializador de la costa michoacana denominado en su conjunto como “Cuarto Polo de Desarrollo” consiste en hacer de Lázaro Cárdenas, una Ciudad Industrial y hacer del Puerto un elemento de apertura al intercambio comercial.

Dentro de las industrias líderes que operan en el Puerto de Lázaro Cárdenas se encuentran:

- ◆ SICARTSA
- ◆ ISPAT MEXICANA (IMEXSA)
- ◆ FERTINAL
- ◆ NKS
- ◆ PMT

Actualmente Sicartsa es el líder productor y exportador de varilla en México, fabricando acero corrugado y alambrión que se utiliza en la Industria de la Construcción.

La empresa Ispat Mexicana también conocida como IMEXSA, fabrica productos semiterminados con aceros de cuatro categorías: lámina de troquelado; tubería en línea; placas de acero para barcos, tanques de presión, plataformas marinas y para aceros estructurales o comerciales.

La unidad industrial Lázaro Cárdenas de Fertimex pasa al sector privado con el nombre de Fertinal ésta fertiquímica es la más grande del país al estar integrada por cinco plantas que fabrican productos intermedios y terminados de fertilizantes de todo tipo.

Durante 1992 terminaría la desincorporación de la industria local en Lázaro Cárdenas pasando al sector privado NKS (Nafinsa - Kobe Steel - Sidermex) empresa de bienes de capital única en su género a nivel nacional y cuarta a nivel internacional, que elabora piezas especiales para todo tipo de maquinaria.

El grupo Ispat en asociación con Tubacero, adquirieron la manufacturera de tubo y tubería PMT (Productora Mexicana de Tubería).

Las actividades que realizan las empresas líderes en la zona, constituyen un factor vital para el desarrollo de Lázaro Cárdenas, Michoacán. Cada una de estas empresas posee un muelle en el puerto, para realizar intercambio comercial de sus productos. En la Figura 1.3 se muestran las empresas líderes que operan en la región de Lázaro Cárdenas, Michoacán.

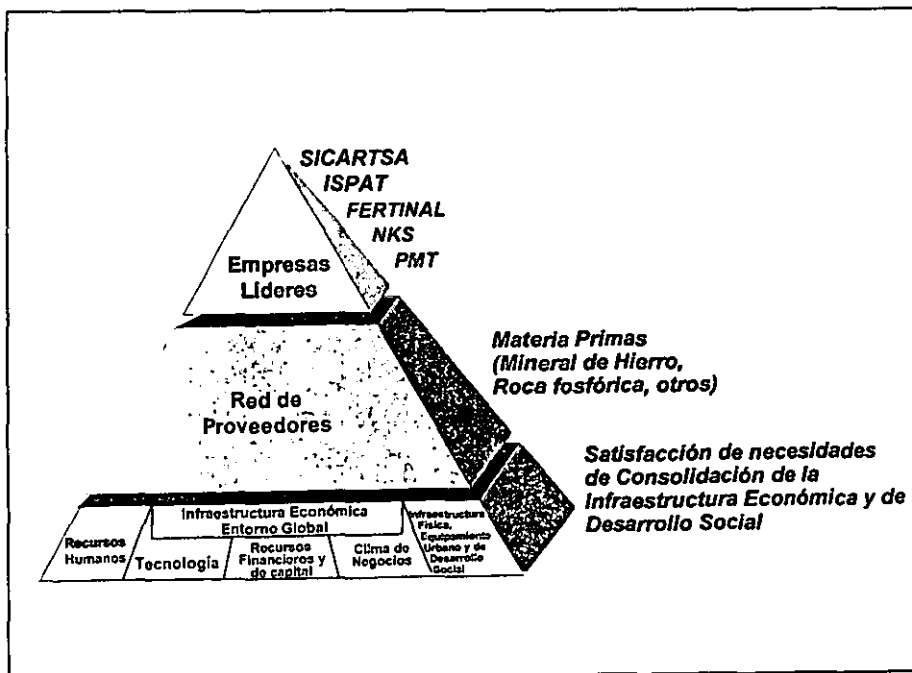


FIGURA 1.3 Principales industrias en Lázaro Cárdenas, Mich.

CAPITULO 2

FUNDAMENTOS LEGALES

2.1 LA OBRA PUBLICA

2.1.1 GENERALIDADES

El edificio habitacional que se realizó en Lázaro Cárdenas Michoacán es una obra pública, como lo establece el Artículo 1 de la Ley de Obras Públicas; debido a que la llevó a cabo una Secretaría de Estado.

La Ley de Obras Públicas indica en su artículo 1 que es de orden público e interés social y tiene por objeto regular las acciones relativas a la planeación, programación, presupuestación, gasto, ejecución, conservación, mantenimiento y control de las adquisiciones y arrendamientos de bienes muebles; la prestación de servicios de cualquier naturaleza; así como de la obra pública y los servicios relacionados con la misma, que contraten:

- I. Las unidades administrativas de la Presidencia de la República.
- II. Las Secretarías de Estado y departamentos administrativos.
- III. Las Procuradurías Generales de la República y de Justicia del Distrito Federal.
- IV. El Gobierno del Distrito Federal.

V. Los organismos descentralizados.

VI. Las empresas de participación estatal mayoritaria y los fideicomisos públicos que, de conformidad con las disposiciones legales aplicables, sean considerados entidades paraestatales.

Los titulares de las dependencias y los órganos de gobierno de las entidades emitirán, bajo su responsabilidad y de conformidad con este mismo ordenamiento, las políticas, bases y lineamientos para las materias que se refieren en este artículo.

Las dependencias y entidades señaladas en las fracciones anteriores, se abstendrán de crear fideicomisos, otorgar mandatos o celebrar actos o cualquier tipo de contratos, cuya finalidad sea evadir lo previsto en este ordenamiento.

No estarán dentro del ámbito de aplicación de esta Ley, los contratos que celebren las dependencias con las entidades, o entre entidades.

El Artículo 4 de la Ley de Obras Públicas señala las diversas modalidades de trabajos que se consideran como Obra Pública, que son:

- I. La construcción, instalación, conservación, mantenimiento, reparación y demolición de bienes inmuebles.
- II. Los servicios relacionados con la misma, incluidos los trabajos que tengan por objeto concebir, diseñar, proyectar y calcular los elementos que integran un proyecto de obra pública, así como los relativos a las investigaciones, asesorías y consultorías especializadas; la dirección o supervisión de la ejecución de las obras; los estudios que tengan por objeto rehabilitar, corregir o incrementar la eficiencia de las instalaciones cuando el costo de éstas sea superior al de los bienes.
- III. Los proyectos integrales, que comprenderán desde el diseño de la obra, hasta su terminación total.
- IV. Instalación de islas artificiales y plataformas utilizadas directa o indirectamente en la explotación de recursos.
- V. Los trabajos de infraestructura agropecuaria.

2.1.2 OBRAS POR ADMINISTRACION DIRECTA

Dependiendo la forma en que se lleva a cabo la obra, la Ley de Obras Públicas establece en su Artículo 56, dos tipos de modalidades:

- Por Contrato
- Por Administración Directa

La obra se realizó por la modalidad de Administración Directa, cuyas características se explican más adelante.

2.1.2.1 CARACTERISTICAS

El Artículo 55 del Reglamento de la Ley de Obras Públicas indica que las dependencias y entidades podrán realizar obras por administración directa, siempre que posean la capacidad técnica y los elementos necesarios para tal efecto, consistentes en maquinaria y equipo de construcción, personal técnico, trabajadores y materiales que se requieran para el desarrollo de lo trabajos respectivos y podrán según el caso:

- I. Utilizar la mano de obra local complementaria que se requiera, lo que invariablemente deberá llevarse a cabo por obra determinada.
- II. Alquilar el equipo y maquinaria de construcción complementario.
- III. Utilizar los materiales de la región.
- IV. Contratar instalados, montados, colocados o aplicados los equipos, instrumentos, elementos prefabricados terminados y materiales que se requieran.
- V. Utilizar los servicios de fletes y acarreos complementarios que se requieran.

En la ejecución de obras por administración directa, bajo ninguna circunstancia podrán participar terceros como contratistas, sean cuales fueren las condiciones particulares, naturaleza jurídica o modalidades que éstos adopten, incluidos los sindicatos, asociaciones y sociedades civiles y demás organizaciones o instituciones similares; exceptuándose lo señalado en la fracción IV que antecede.

El acuerdo para la ejecución de las obras por administración directa deberá contener como mínimo, la mención de los datos relativos a la autorización de la inversión respectiva; el importe total de la obra y monto a disponer para el ejercicio correspondiente; la descripción general de la obra y las fechas de iniciación y terminación de los trabajos.

La obra se llevó a cabo con recursos técnicos y financieros propios de la Secretaría de Estado, sin la intervención de constructoras civiles.

Así mismo, el Artículo 77 del Reglamento de la Ley de Obras Públicas, indica que las dependencias y entidades podrán realizar obra pública por administración directa, siempre que posean la capacidad técnica y los elementos necesarios para tal efecto, consistentes en maquinaria, equipo de construcción y personal técnico que se requiera para el desarrollo de los trabajos respectivos, y podrán según el caso:

- I. Utilizar mano de obra local complementaria que se requiera, lo que invariablemente deberá llevarse a cabo por obra determinada.
- II. Alquilar el equipo y maquinaria de construcción complementario y,
- III. Utilizar los servicios de fletes y acarreos complementarios que se requieran.

En la ejecución de obras por administración directa no podrán participar terceros como contratistas, independientemente de las modalidades que éstos adopten.

Los órganos internos de control de las dependencias y entidades, previamente a la ejecución de las obras por administración directa, verificarán que se cuente con los programas de ejecución, de utilización de recursos humanos y de utilización de maquinaria y equipo de construcción.

Previamente a la ejecución de la obra, el titular de la dependencia o entidad o el oficial mayor o su equivalente en las entidades, emitirá el acuerdo respectivo, del cual formarán parte: la descripción pormenorizada de la obra que se deba ejecutar, los proyectos, planos, especificaciones, programas de ejecución y suministro, y el presupuesto correspondiente.

En la ejecución de obras por administración directa serán aplicables, en lo conducente, las disposiciones de esta Ley.

Para cumplir con el artículo 77 del Reglamento de la Ley de Obras Públicas, se contrató la mano de obra en Lázaro Cárdenas, Michoacán.

2.2 ESTUDIOS PRELIMINARES DEL SUBSUELO

2.2.1 GENERALIDADES

El Artículo 220 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal establece que para diseñar la cimentación de una estructura, se debe realizar una investigación del suelo de apoyo, a través de estudios preliminares, previos a la ejecución de la obra.

Por lo que, la investigación del subsuelo del sitio, se realiza mediante la exploración de campo y pruebas de laboratorio, que deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de edificación.

Además, deberá ser tal que permita definir:

1. En la zona I a que se refiere el artículo 219 del Reglamento, si existe la presencia de materiales sueltos superficiales, grietas, oquedales naturales o galerías de minas, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento.
2. En las zonas II y III del artículo mencionado en la fracción anterior, la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

2.2.2 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

Con fundamento en los artículos 230 y 231 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, el estudio de mecánica de suelos forma parte fundamental de los estudios preliminares del proyecto; esto con la finalidad de obtener los parámetros de diseño de la cimentación.

El Artículo 230 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, señala que como parte del estudio de mecánica de suelos, se deberá fijar el procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la seguridad durante y después de la edificación.

Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical u horizontal del suelo.

Cualquier cambio significativo que deba hacerse al procedimiento de edificación, especificado en el estudio geotécnico, se analizará con base en la información contenida en dicho estudio.

Así, en el Artículo 231 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, se indica que memoria de diseño incluirá una justificación del tipo de cimentación proyectado y de los procedimientos de edificación especificados, así como una descripción explícita de los métodos de análisis utilizados y del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicados en los artículos 224, 228 y 229 de este Reglamento.

Se anexarán los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y otras determinaciones y análisis, así como las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño.

CAPITULO 3

GENERALIDADES DEL PROYECTO

3.1 DESCRIPCION GENERAL

3.1.1 UBICACION

La construcción del Edificio de Departamentos se realizó en terrenos que pertenecen a la Unidad Habitacional Militar, dicho predio tiene colindancia con Instalaciones Militares, de ahí el calificativo militar. Se ubica al Noroeste de la Ciudad de Lázaro Cárdenas, Michoacán.

Existen dos importantes vías terrestres, que comunican a la obra con el centro de la ciudad:

1. El tramo carretero denominado "La Orilla - Sicartsa", cuyo trazo perimetral permite rodear la ciudad por la zona de la costa.
2. La avenida Melchor Ocampo, cuya vialidad permite el acceso a la ciudad por el centro del municipio.

En la figura 3.1 se muestra la localización de la unidad habitacional en Lázaro Cárdenas, Michoacán. Mientras que en la figura 3.2 se muestra la ubicación del edificio en la unidad habitacional.

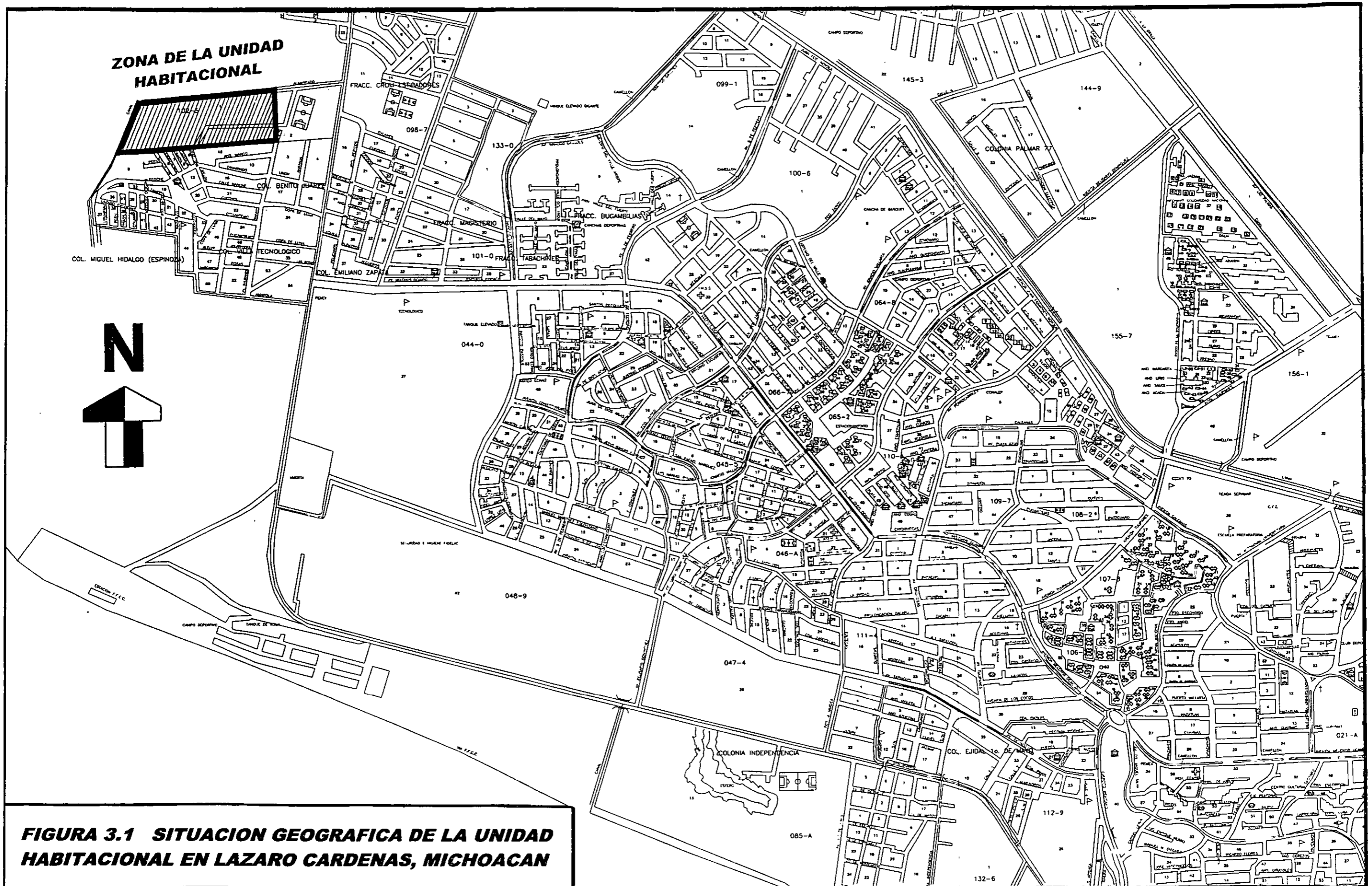


FIGURA 3.1 SITUACION GEOGRAFICA DE LA UNIDAD HABITACIONAL EN LAZARO CARDENAS, MICHOACAN

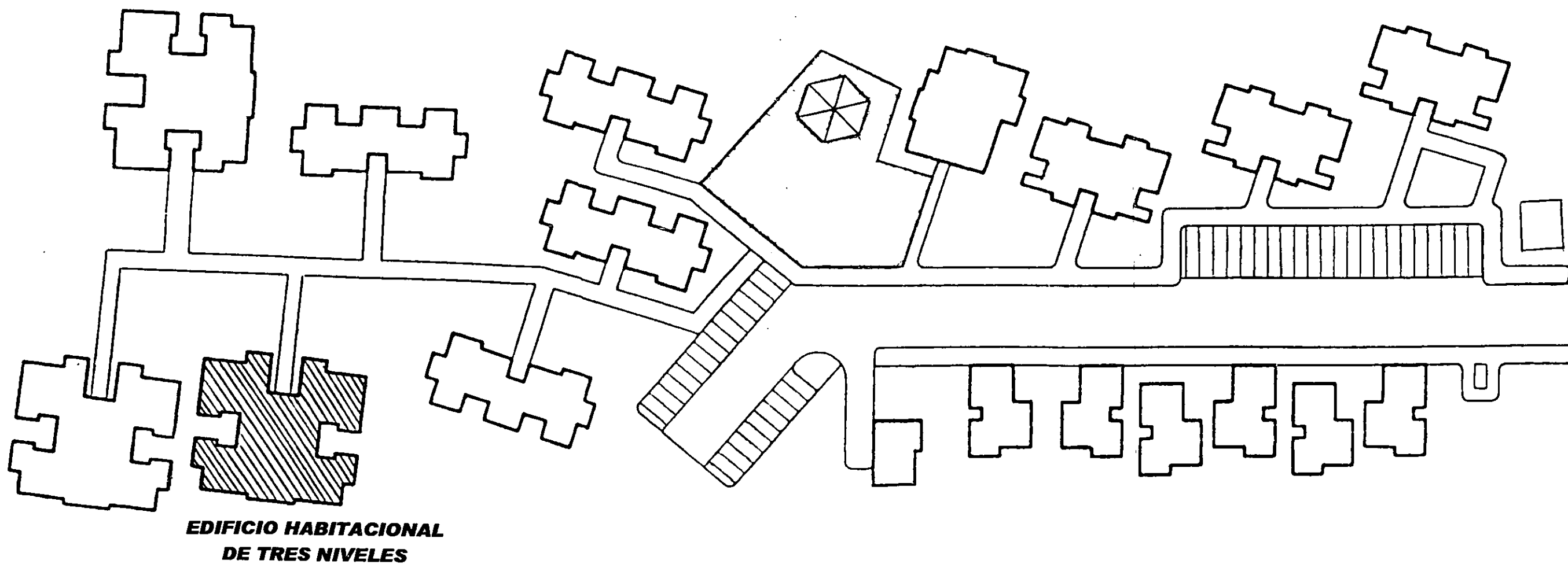


FIGURA 3.2 LOCALIZACION DEL EDIFICIO EN LA UNIDAD HABITACIONAL EN LAZARO CARDENAS, MICHOACAN

3.1.2 PARTIDO ARQUITECTONICO

- ◆ Edificio de viviendas de tres niveles, con cuatro departamentos por nivel, contando cada uno con tres recámaras, 2 baños, estancia, cocina y patio de servicio en un área aproximada de 118 m² incluyendo indivisos.
- ◆ Losa plana en entrepiso.
- ◆ La losa de azotea está conformada por dos áreas; la primera de ellas es la central plana, donde se apoyan los tinacos y el tanque de gas; la segunda área es la perimetral, que cuenta con pendientes.
- ◆ Pisos de loseta de cerámica y herrería de aluminio anodizado duranodic.
- ◆ Colocación de puertas de madera entableradas y closets de parota.
- ◆ Sistema de iluminación interior a base de lámparas incandescentes.
- ◆ Instalación hidráulica a base de tubería de cobre, instalación sanitaria a base de tubería de P.V.C.
- ◆ Aplicación de pasta en muros y plafones; esmalte en cocina y pintura vinílica en exteriores.
- ◆ Colocación de azulejo en baños y cocina.
- ◆ Colocación de teja de barro en losas perimetrales inclinadas.

En la figura 3.3 se muestra la planta arquitectónica del edificio habitacional.

En la figuras 3.4 y 3.5 se observan la fachadas norte y sur respectivamente del edificio de tres niveles.

3.1.3 PARTIDO ESTRUCTURAL

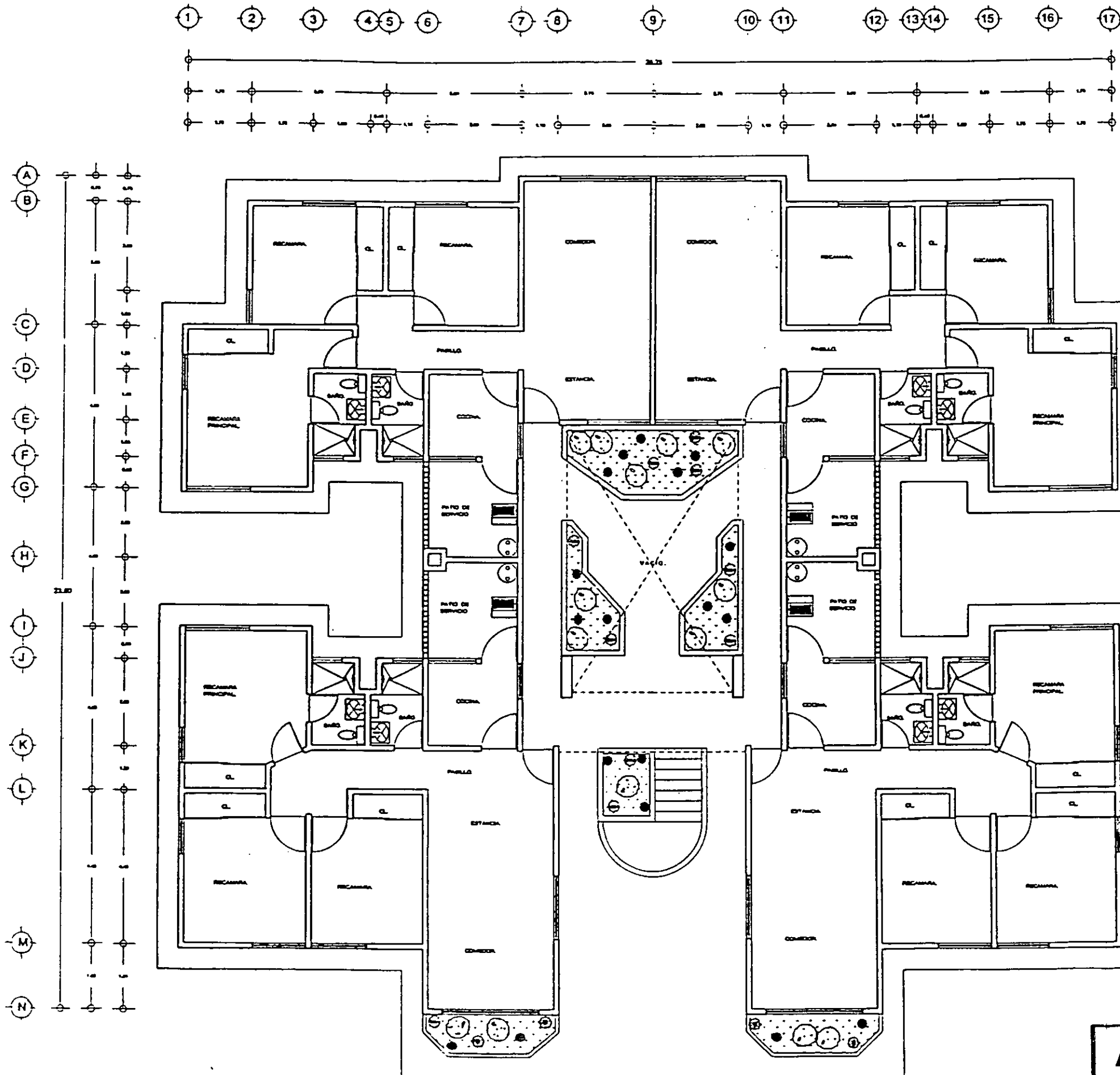
- ◆ Subestructura resuelta a base de zapatas corridas de concreto armado con contratrabes.
- ◆ Superestructura resuelta a base de muro de tabique rojo recocido, confinado por dalas y castillos.
- ◆ Losas planas de concreto reforzado en entrepiso.

- ◆ Losas inclinadas perimetrales de concreto reforzado en azotea.

En la figura 3.6 se muestra una planta de cimentación del edificio a base de zapatas corridas de concreto reforzado.

Los materiales utilizados en la construcción del edificio habitacional se clasifican de la siguiente forma:

- ◆ Concreto en zapatas con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- ◆ Concreto en losas planas con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- ◆ Concreto en losas inclinadas con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- ◆ Concreto en trabes con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- ◆ Muros de concreto con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- ◆ Concreto en dalas con un $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$.
- ◆ Concreto en castillos con un $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$.
- ◆ Concreto en plantillas con un $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$.
- ◆ Muros tabique rojo recocido 6 x 13 x 26 en muros.
- ◆ Mortero en juntas de tabique rojo recocido.
- ◆ Acero de refuerzo con un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- ◆ Acero de refuerzo con un $f_y = 2320 \text{ kg/cm}^2$.
- ◆ Aplanados de mortero - cemento en muros interiores y exteriores.



NOTAS.-

- PREFERENTEMENTE DEBERAN COLARSE TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y LOSAS EN FORMA MONOLITICA
- SE EFECTUARA UNA SUSTITUCION DEL TERRENO NATURAL EXISTENTE EN UNA PROFUNDIDAD DE 5 MTS. POR MATERIAL INERTE, SIENDO RESPONSABILIDAD DEL CONSTRUCTOR VERIFICAR POR MEDIO DE UN ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS SI ESTA SUSTITUCION DE MATERIAL ES SUFICIENTE PARA ELIMINAR LA ARCILLA EXPANSIVA.
- LA SUSTITUCION MENCIONADA COMPRENDERA EL AREA QUE OCUPE EL EDIFICIO CON SUS BANQUETAS PERIMETRALES.
- EL CALCULO DE ESTE PLANO SE BASO EN EL R.C.D.F. Y SUS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS.
- TODOS LOS RELLENOS SE COLOCARAN EN CAPAS NO MAYORES DE 15 CMS. O LO QUE INDIQUE EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.
- LOS RELLENOS PARA ESTRUCTURA SERAN COMPACTADOS AL 85% PROCTOR, LOS RELLENOS PARA ANDADORES Y PATIOS SERAN COMPACTADOS AL 90% PROCTOR.
- DEBERAN COLOCARSE SISTEMAS DE DRENAJE DE AGUAS SUPERFICIALES PARA EVITAR LA SATURACION EN EL MATERIAL DE MEJORAMIENTO.
- SE DEBERA LLEVAR CONTROL DE LOS ASENTAMIENTOS DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LAS EXCAVACIONES Y POR EFECTO DEL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA.
- EL MATERIAL PARA RELLENOS DEBERA SER DE MATERIAL INERTE Y QUE CUMPLA CON LAS GRANULOMETRIAS ESPECIFICADAS EN EL REPORTE DE MECANICA DE SUELOS.
- LOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE EXCAVACION, MEJORAMIENTO DE SUELO, MATERIAL DE SUSTITUCION (RELLENO), ETC. DEBERA REALIZARSE DE ACUERDO A LAS NECESIDADES DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.
- LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIONES DEBERAN CUMPLIR CON LAS SIGUIENTES ESPECIFICACIONES.

CONCRETO:

- EN CIMENTACION, EN COLUMNAS, EN TRABES Y LOSAS $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ T.M.A. 19 mm. REV. 10-12, CON PESO VOLUMETRICO EN ESTADO FRESCO SUPERIOR A 2.2 T/m^3
- EN DALAS Y CASTILLOS $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ T.M.A. 13 mm. REV. 10-12 CON PESO VOLUMETRICO EN ESTADO FRESCO ENTRE 1.9 T/m^3 Y 2.2 T/m^3 .
- EN PISOS $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ T.M.A. 19 mm. CON PESO VOLUMETRICO EN ESTADO FRESCO ENTRE 1.9 T/m^3 Y 2.2 T/m^3 .
- ESTE PLANO SE COMPLEMENTA CON EL ARQUITECTONICO, ESTRUCTURAL PLANTA TIPO 1b Y 2a NIVEL Y CON EL ESTRUCTURAL DE LA PLANTA DE LOSA DE AZOTEA 3er. NIVEL.

FIGURA 3.3 PLANTA ARQUITECTONICA

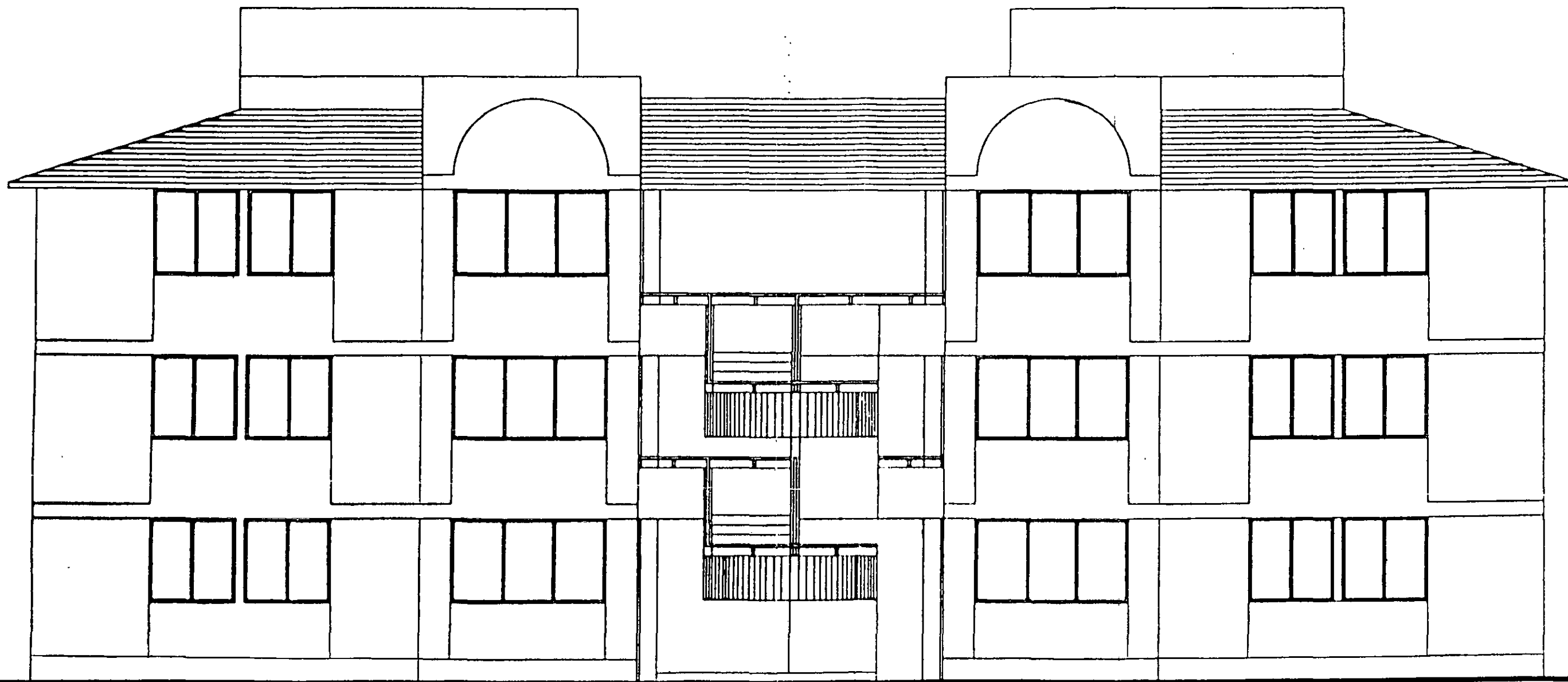


FIGURA 3.4 FACHADA NORTE

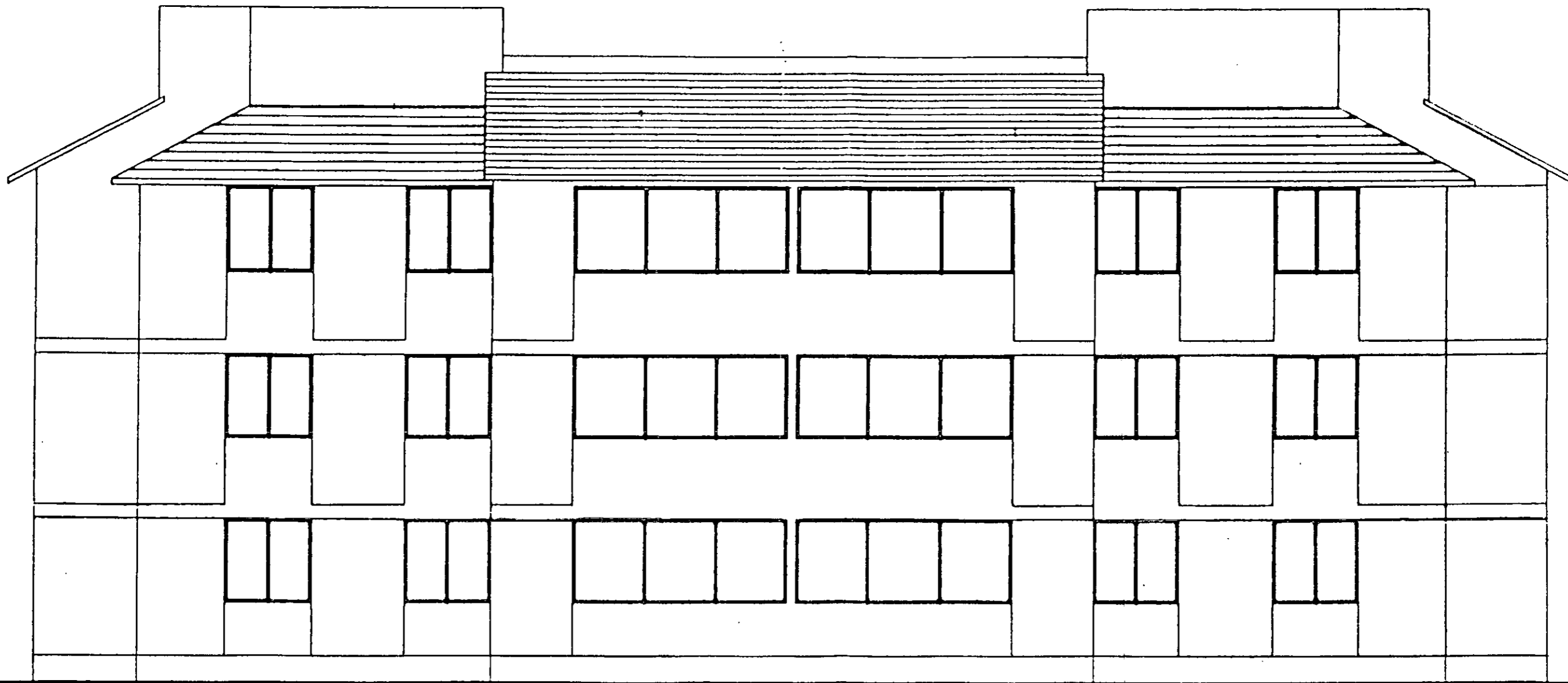
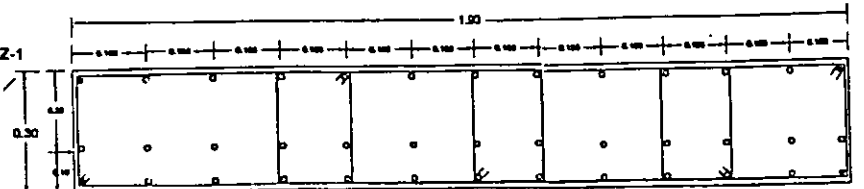
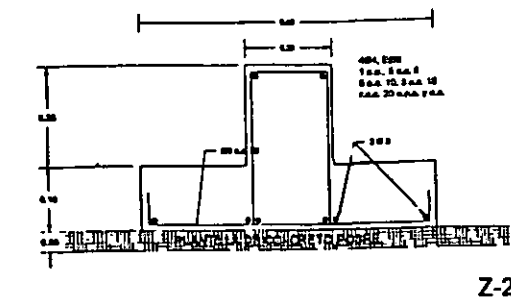
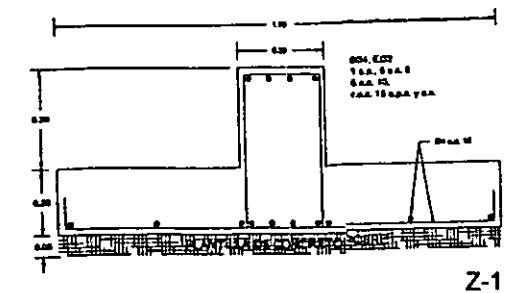
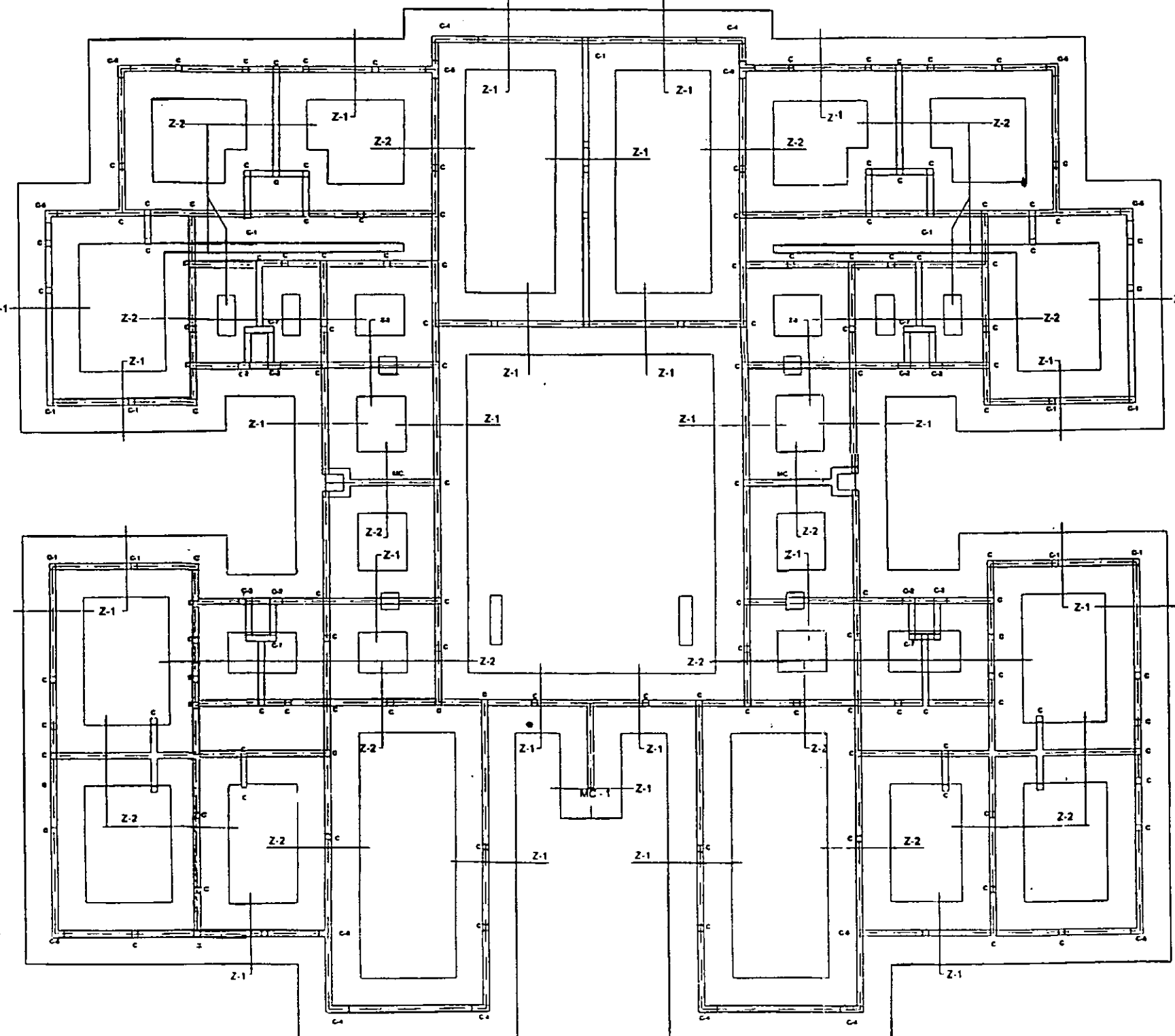
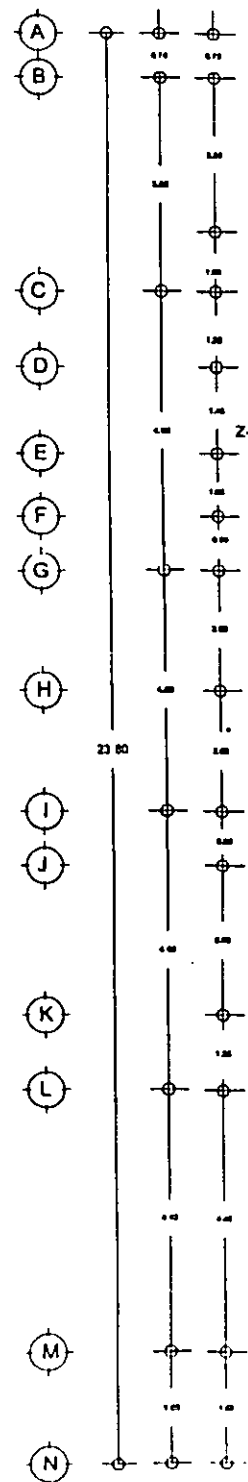
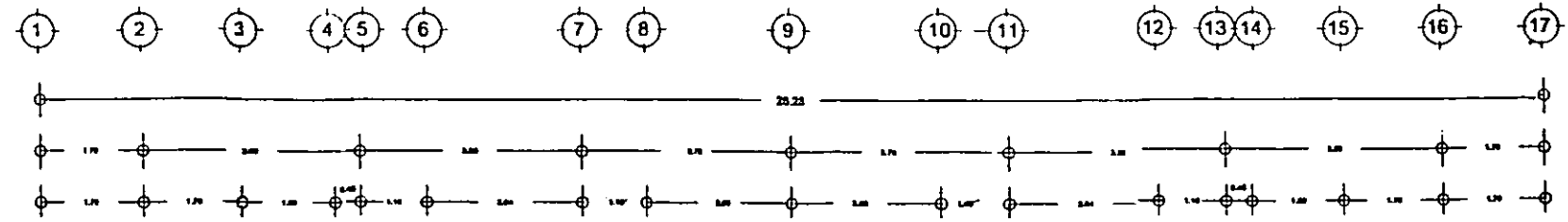
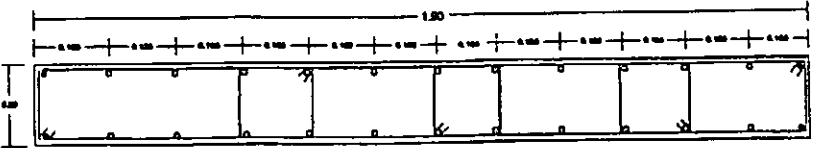


FIGURA 3.5 FACHADA SUR



MURO DE CONCRETO MC-1 DE CIMENTACION A 1/er. RAMPA DE ESCALERA.



MURO DE CONCRETO MC-1 DE 1/er. RAMPA DE ESCALERA A AZOTEA.

CONSTANTES DE CALCULO

CONCRETO f _{cd} 20 kg/cm ² f _{ctd} 1.5 kg/cm ² E _c 20000 kg/cm ²	ACERO f _{cd} 30 kg/cm ² f _{ctd} 1.5 kg/cm ² E _s 200000 kg/cm ²	CONCRETO LIBRO	1. PUNTA O REINFORCADA DEL TERRENO LONGITUD DE ANCLAJE
TERRENO TIPO R ₁ = 10 T/m ² L ₁ = 0.9	ESTRUCTURAL	GRUPO B G = 1 G = 0.99 T = 0.9 T = 0.8 T = 0.7	

- NOTAS:-
- LAS COTAS SON AL DIBUJO.
 - PARA CUALQUIER MODIFICACION A ESTE PLANO SOLICITEN AUTORIZACION POR ESCRITO A LA DIR. OVAL DE BNC.
 - ESTE PLANO ES UNICAMENTE DE PLANTA DE CIMENTACION.
 - EN CASO DE OTRAS RESPECTO A OTRAS COMARCAS EL PLANO ARQUITECTONICO RESPECTIVO.
 - LA PROFUNDIDAD MINIMA DE DESPLANTE DEBIA DE 1.20 MTS. O HASTA EL FONDO DEL SUELO RESPECTIVO.
 - SE COLARAN UNA OJALA TIPO EN ALGUNOS CASOS A MEDIA ALTURA EN PUERTAS Y VENTANAS A LA ALTURA DEL CORONAMIENTO Y COMO REJILLA DE PROTECCION.
 - SE COLARAN UN CASTILLO TIPO EN EXTREMOS Y CRUCES DE BARRAS, PUNTOS ENTERRADOS A UNA SEPARACION MAYOR DE 3.00 MTS. NO DE 1.20 VECES LA ALTURA DE ENTERRADO.
 - EL PRIMER SUELO DE CONCRETO PODRA ARMADO CON MALLA ELECTRODIFUSION 80-100.
 - TODO EL REFORZO SUPERIOR EN LOSAS Y TRAMAS DEBIA SER ANCLADO EN LOS APUNTES DE ACUERDO A LA TABLA DE ANCLAJE EN ESTE PLANO.
 - NO SE EJECUTARAN REPARACIONES, AGUJEROS Y PASOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.
 - TODAS LAS CONTRAMARCAS SE COLARAN INDICATIVAMENTE CON SU CORRESPONDIENTE SAPATA.
 - PROPORCIONALMENTE SEBARRAN DENTRO TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y LOSAS EN FORMA ESCALONADA.
 - SE EFECTUARA UNA SUSTITUCION DEL TERRENO NATURAL EXISTENTE EN UNA PROFUNDIDAD DE 0.40 MTS. POR MATERIAL SUELO BARRADO RESPONSABILIDAD DEL CONSTRUCTOR VERIFICAR POR MEDIO DE UN ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS SI ESTA SUSTITUCION DE MATERIAL ES SUFICIENTE PARA ELIMINAR LA ANCLAJE CON ARANEA.
 - LA SUSTITUCION MENCIONADA COMENZARA DENTRO DEL AREA OVAL DEL ESPACIO CON SUS BARRAS Y REFORZOS.
 - EL CALCEO DE ESTE PLANO SE BASA EN EL R.C.G.P. Y SUS NORMAS Y CIRCULARES CORRESPONDIENTES.
 - TODOS LOS RELLENOS SE COLOCARAN EN CAPAS NO MAYORES DE 15 CM. O 1.00 QUE REQUIERE EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS Y LOS RELLENOS PARA ESTRUCTURA SEAN COMPACTADOS AL 95% PROCTOR, LOS RELLENOS PARA ANCLAJES Y PATOS SEAN COMPACTADOS AL 90% PROCTOR.
 - DEBEN COLARSE SISTEMAS DE DRENAJE DE AGUA SUPERFICIALES PARA EVITAR LA SATURACION DE EL MATERIAL DE SUDAMBIENTO.

FIGURA 3.6 PLANTA DE CIMENTACION

3.2 PROBLEMATICA DE LA CIMENTACION**3.2.1 CAUSAS**

La causa principal que generó la problemática en la cimentación, estriba principalmente en que no se llevaron a cabo en tiempo y forma los estudios de mecánica de suelos, como lo marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, en sus artículos 220, 230 y 231.

La ausencia de un estudio de mecánica de suelos trajo como consecuencia que se haya detectado hasta la etapa de excavación, un estrato compuesto por material de escombros.

De esta manera, surgen muchas incertidumbres en torno a la profundidad de desplante de la cimentación, razón por la cual hasta ese momento se decide realizar un estudio de mecánica de suelos.

A continuación, se describen los hechos que acontecen en obra, que dan la pauta para realizar el estudio de mecánica de suelos:

El proyecto y presupuesto original marca una profundidad de desplante de la cimentación a 1.50 m

El plan de ataque correspondiente a la etapa de excavación se realizó por áreas de desplante, con la ayuda de medios mecánicos, los cuales se iniciaron por el área sureste de la construcción.

El traxcavo que llevó a cabo la excavación, encontró una capa superficial de relleno a base de arena con arcilla y algunas gravillas con un espesor de 0.50 m. Inmediatamente después se encontraría un estrato de arcilla café-rojizo que terminó de extraerse por completo hasta alcanzar una profundidad de 1.50 m. Después de 1.50 m de profundidad se encontró suelo firme conformado por arena fina arcillosa con pequeñas cantidades de grava. Así, la profundidad de desplante alcanzada en esa zona fue de 1.65 m, debido a que la máquina ya no podía excavar por la dureza del subsuelo.

La segunda etapa de los trabajos de excavación se realizan en el área suroeste.

En esta área, el traxcavo empieza los trabajos de excavación encontrando una primera capa superficial de relleno compuesta de arena con arcilla con espesor es de 0.50 m.

De 0.50 m a 1.8 m se encuentra una segunda capa a base de arcilla color rojizo.

Entre 1.80 y 2.25 m se detectó arena arcillosa de color café claro.

Sería hasta los 2.25 m, en donde la máquina encontraría un suelo resistente.

El área norte que es la tercera y última etapa de los trabajos de excavación, presenta un alto grado de incertidumbre para continuar con los trabajos previos a la construcción de la cimentación, puesto que se detectó una primera capa de relleno natural a base de arena con arcilla y algunas gravas de 0.75 m. Posteriormente cambia la estratigrafía, presentándose una capa de relleno artificial de escombros, constituidos a base de tabique rojo, cal, concreto, varilla, cartón y basura en general. Ante esta situación, se decide continuar con los trabajos de extracción del material producto de escombros. A medida que avanza el proceso de excavación, se llega a alcanzar una profundidad de 2.75 m, observándose la continua presencia de la capa de escombros. Ante esta incertidumbre en campo, se decide llevar a cabo un estudio de mecánica de suelos.

Aunque tarde, el estudio de mecánica de suelos se hace indispensable para tomar una decisión en torno al rumbo que tomará la cimentación. Sin embargo, los resultados se tendrían en un término no menor de 15 días, y como la construcción del proyecto no podía detenerse tanto tiempo, se tomaron las siguientes medidas:

Con la estratigrafía obtenida en el sondeo exploratorio in situ, se determinó la profundidad a alcanzar para librar la capa de escombros.

En la figura 3.7 se muestra un perfil preliminar del subsuelo, en función de los trabajos de excavación realizados en el área norte.

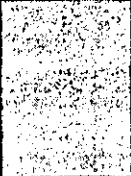
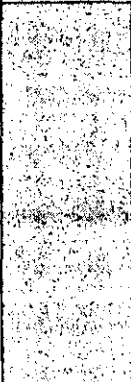
ESTRATO	PROF. (m)	PERFIL	DESCRIPCIÓN	ESPESOR (m)
1	0.75		RELLENO NATURAL	0.75
2	2.75		RELLENO ARTIFICIAL	2.00

Figura 3.7 Condiciones del subsuelo en el área norte, previo al estudio de mecánica de suelos.

CAPITULO 4

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

4.1 INVESTIGACION DEL SUBSUELO

4.1.1 TIPOS DE SONDEO

Dentro de los trabajos de campo correspondientes al estudio de mecánica de suelos, se llevaron a cabo tres sondeos exploratorios: MC-1, MC-2 y SPT-1, los cuales se muestra a continuación.

4.1.1.1 SONDEO MC-1

En la figura 4.1 y 4.2 se muestra el área sureste (SE) de la excavación, lugar donde se llevó a cabo este sondeo a partir de un muestreo de cepas, con la finalidad de tener conocimiento de las propiedades físicas y mecánicas de los estratos superficiales, hasta 1.20 m de profundidad.

La muestra representativa se recuperó a partir de la cepa excavada por el traxcavo.

El equipo para obtener las muestras se integra de picos, palas, botes, escaleras, herramientas para carpintería y albañilería. La muestra es de tipo cúbica, cuyas dimensiones fueron aproximadamente de 20 x 20 x 20 cm.

4.1.1.2 SONDEO MC-2

En la figura 4.1 y 4.2 se muestra el área suroeste (SW) de la excavación, lugar donde se llevó a cabo este sondeo a partir de un muestreo de cepas, con la finalidad de tener conocimiento de las propiedades físicas y mecánicas de los estratos superficiales, hasta 2.10 m de profundidad.

La muestra representativa se recuperó a partir de la cepa excavada por el traxcavo.

El equipo para obtener las muestras se integra de picos, palas, botes, escaleras, herramientas para carpintería y albañilería. La muestra es de tipo cúbica, cuyas dimensiones fueron aproximadamente de 20 x 20 x 20 cm.

4.1.1.3 SONDEO SPT-1

En la figura 4.1 y 4.2 se muestra el área norte (N) de la excavación, lugar donde se llevó a cabo este sondeo a una profundidad de 12.95 m. Este tipo de sondeo a partir del método de la penetración estándar, se llevó a cabo mediante lo especificado en la norma ASTM - D1586 (American Standard for Testing and Materials): el muestreador o penetrómetro estándar consiste en un tubo partido de 5.08 cm de diámetro exterior, 3.64 cm de diámetro interior y 60 cm de longitud, que se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados, haciendo uso de un martinete de 63.5 kg. que, cae desde una altura de 76 cm, llevando el conteo del número de golpes necesarios para hincar los 30 cm intermedios del penetrómetro.

El número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro hasta su tramo intermedio, es un parámetro de la resistencia del suelo.

El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejando caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho al efecto.

En cada avance de 60 cm, debe retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo en su interior, el cual constituye la muestra. El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa, usando una posteadora o cuchara.

Una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y seguidamente comienza el proceso de hincado del penetrómetro en sus distintas fases.

Durante el proceso correspondiente al conteo de golpes en el hincado del penetrómetro, se observan 3 etapas:

1. Se contabiliza el número de golpes en los primeros 15 cm del tubo partido.

2. Una vez hincados los primeros 15 cm, desde ese momento deben contarse el número de golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm.
3. Finalmente, se hincan los 15 cm restantes del tubo partido en toda su longitud.

Es normal que el tubo partido sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior.

En suelos puramente friccionantes, la prueba proporciona un índice de la dureza o la compacidad del suelo que, como anteriormente se indicó, es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico.

En suelos plásticos, la prueba permite adquirir una idea somera de la resistencia a la compresión simple.

Este sondeo proporciona muestras alteradas del suelo en estudio.

En la tabla 4.1 podemos observar los métodos de exploración utilizados y la profundidad de exploración para determinar las propiedades del subsuelo.

AREA DE EXCAVACION	NUMERO DE SONDEO	TIPO DE SONDEO	PROFUNDIDAD EXPLORADA
Sureste (SE)	MC - 1	Muestreo de cepas	1.20 m
Suroeste (SW)	MC - 2	Muestreo de cepas	2.10 m
Norte (N)	SPT - 1	Penetración Estándar	12.95 m

Tabla 4.1 Métodos de exploración geotécnica utilizados en función del área de excavación.

4.1.1.3.1 RESULTADOS DE CAMPO

Es necesario resaltar dos aspectos que están relacionados con el sondeo SPT-1:

1. La penetración estándar se lleva a cabo únicamente en el área norte de la construcción, debido a las características que presenta el subsuelo.
2. Este sondeo se inicia a una profundidad de 2.75 mts, debido a que cuando se realizó el sondeo, ya se habían iniciado los trabajos de excavación.

Respecto a las características de las muestras de material y al número de golpes requeridos para su obtención, los resultados preliminares a nivel de campo son los siguientes:

- ◆ La primera muestra obtenida a una profundidad de 3.05 m, representa una arena limosa de color café. Se necesitaron 16 golpes para la extracción del material.
- ◆ La segunda muestra recuperada a 3.65 m, es similar a la primera. Se requieren 25 golpes.
- ◆ La tercera muestra es semejante a la primera y a una profundidad de 4.25 m. Se utilizan 21 golpes.
- ◆ La cuarta muestra sondeada es una arcilla con arena seca obtenida a 4.85 m, con 22 golpes.
- ◆ La quinta muestra es una arena fina compacta a 5.45 m, con 42 golpes.
- ◆ La sexta muestra es similar a la quinta, a una profundidad de 6.05 m, con 30 golpes.
- ◆ La séptima muestra es semejante a la quinta y a 6.65 m, con 30 golpes.

Ante la incertidumbre que representaba la prolongación del estrato de escombros, se detecta en el sondeo correspondiente a la primera muestra, que la capa ha sido extraída totalmente; debido a que el material que contenía el tubo partido era arena limosa.

Esto indica, que el estrato de escombros termina a poco más de 2.75 m. de profundidad.

Una vez analizados los resultados del sondeo, se llega a la siguiente conclusión en campo:

- ◆ Las muestras 1, 2 y 3 obtenidas en campo, corresponden a un estrato compuesto de arena limosa. Es un estrato con material competente.
- ◆ El nivel a la que se extrajo la segunda muestra, ofrece mayores expectativas para el desplante de la cimentación.

Con lo que se dá respuesta a las dos interrogantes anteriormente planteadas:

1. La profundidad máxima requerida para retirar la capa de escombros fué de 2.75 m.
2. Queda determinado el nivel de desplante de la cimentación en el área norte a la profundidad de 3.65 m.

En la tabla 4.2 y en la figura 4.3 se muestran las diversas profundidades de desplante de la cimentación, dependiendo del área de excavación.

En las figuras 4.4 a 4.6 se muestran cortes de las profundidades de desplante, debido a que la cimentación es de tipo escalonada.

AREA DE EXCAVACIÓN	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE
Sureste (SE)	1.65 m
Suroeste (SW)	2.25 m
Norte (N)	3.65 m

Tabla 4.2 Profundidades de desplante de la cimentación en función del área de excavación

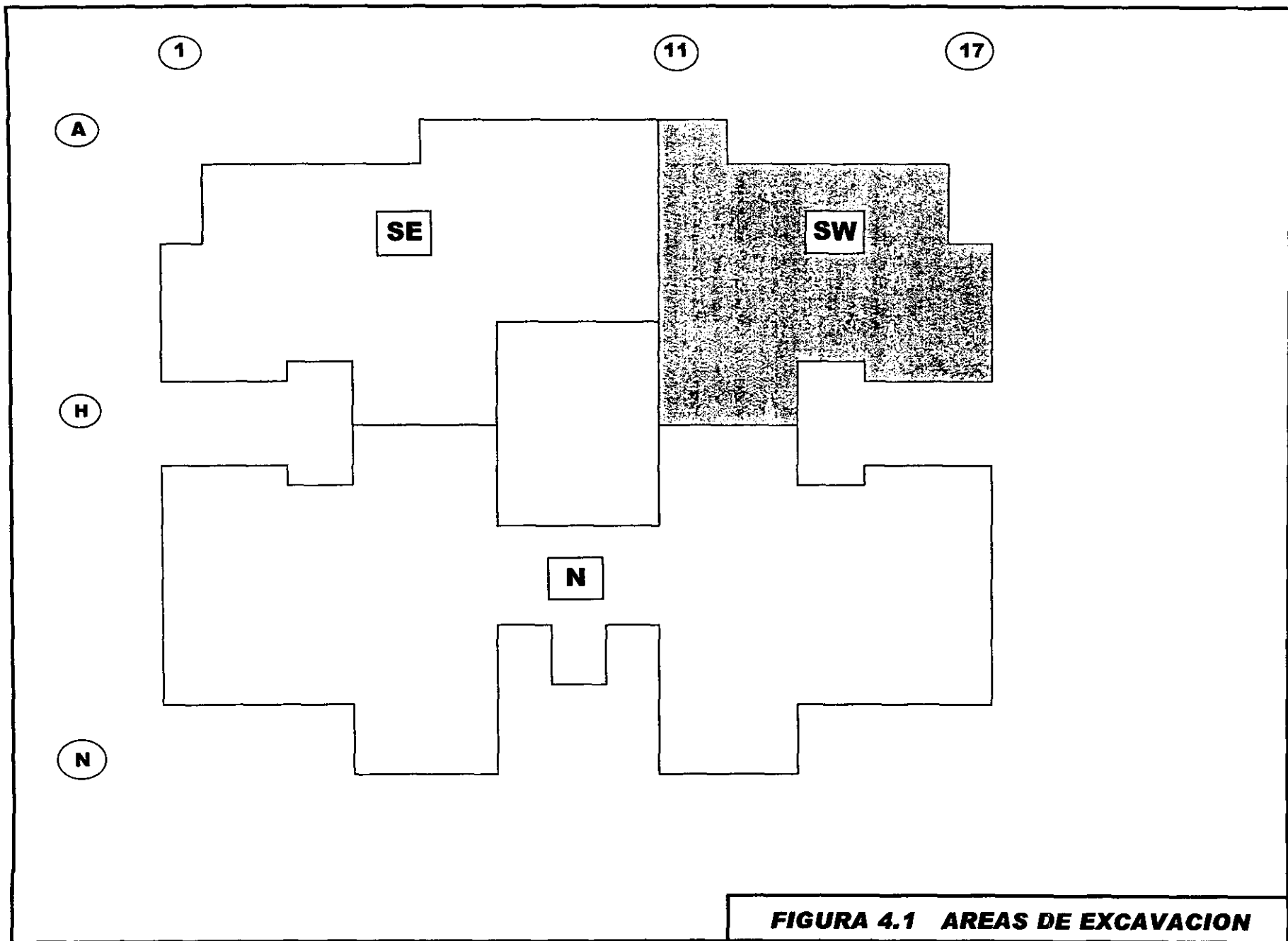


FIGURA 4.1 AREAS DE EXCAVACION

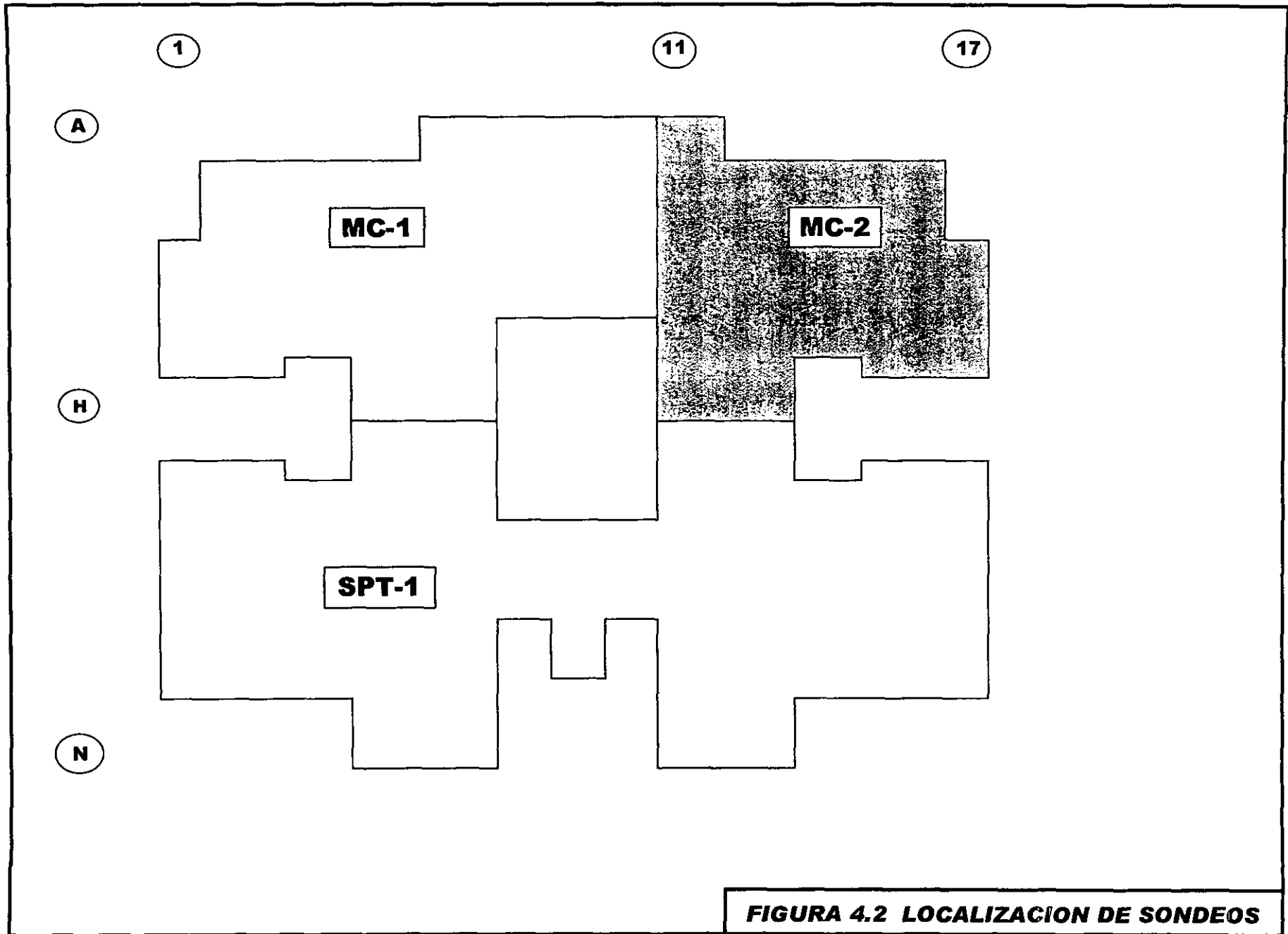


FIGURA 4.2 LOCALIZACION DE SONDEOS

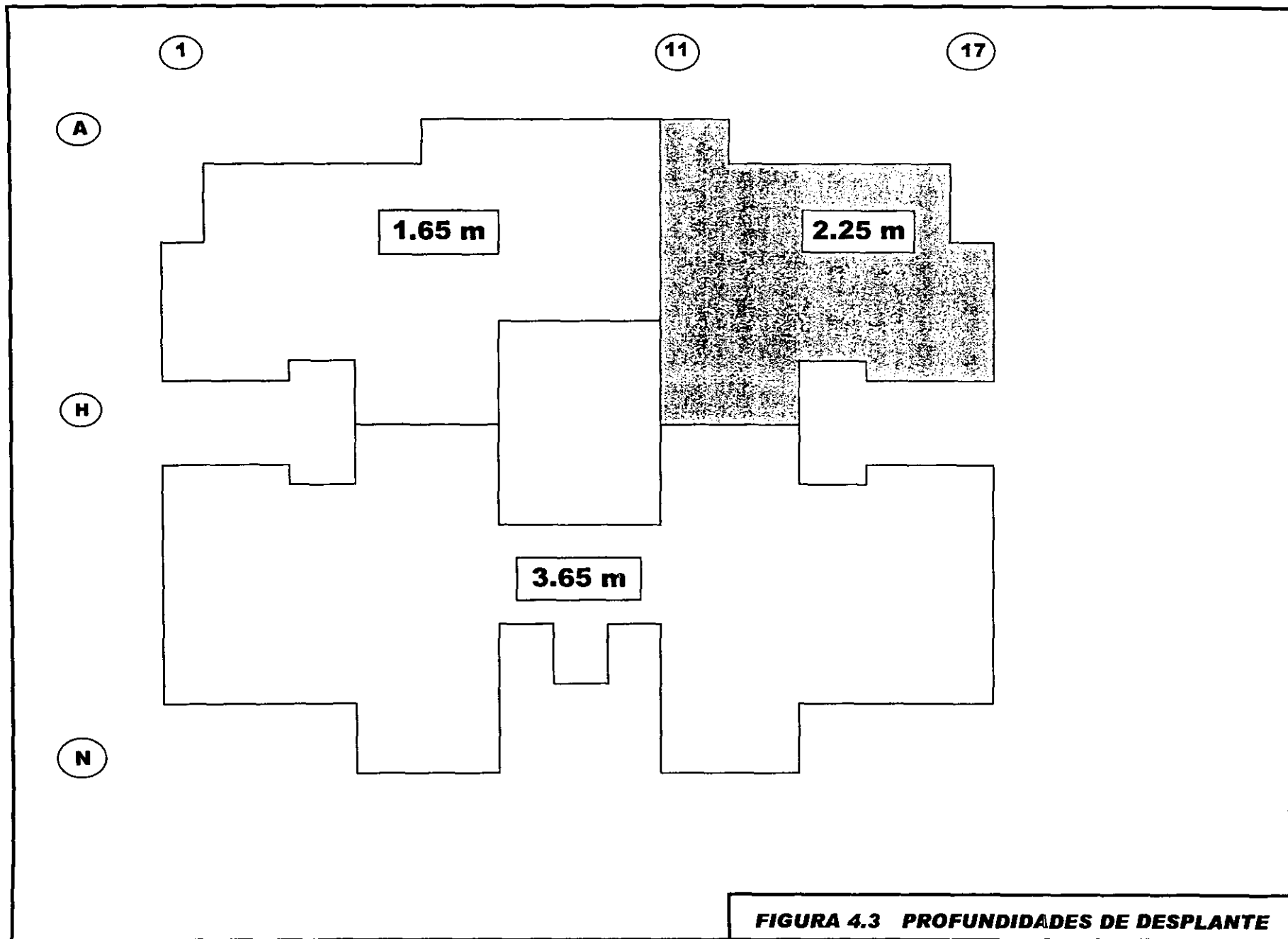


FIGURA 4.3 PROFUNDIDADES DE DESPLANTE

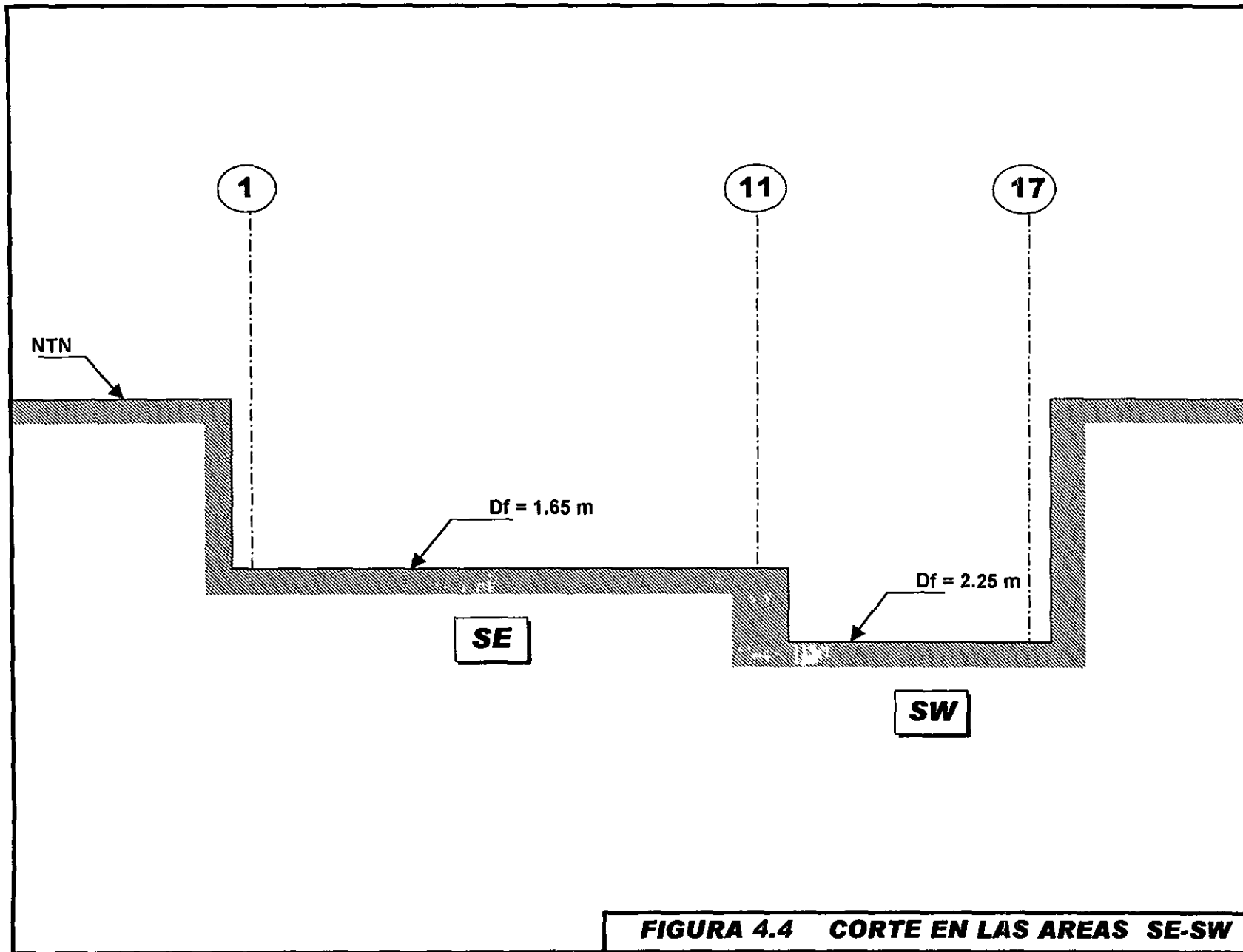


FIGURA 4.4 CORTE EN LAS AREAS SE-SW

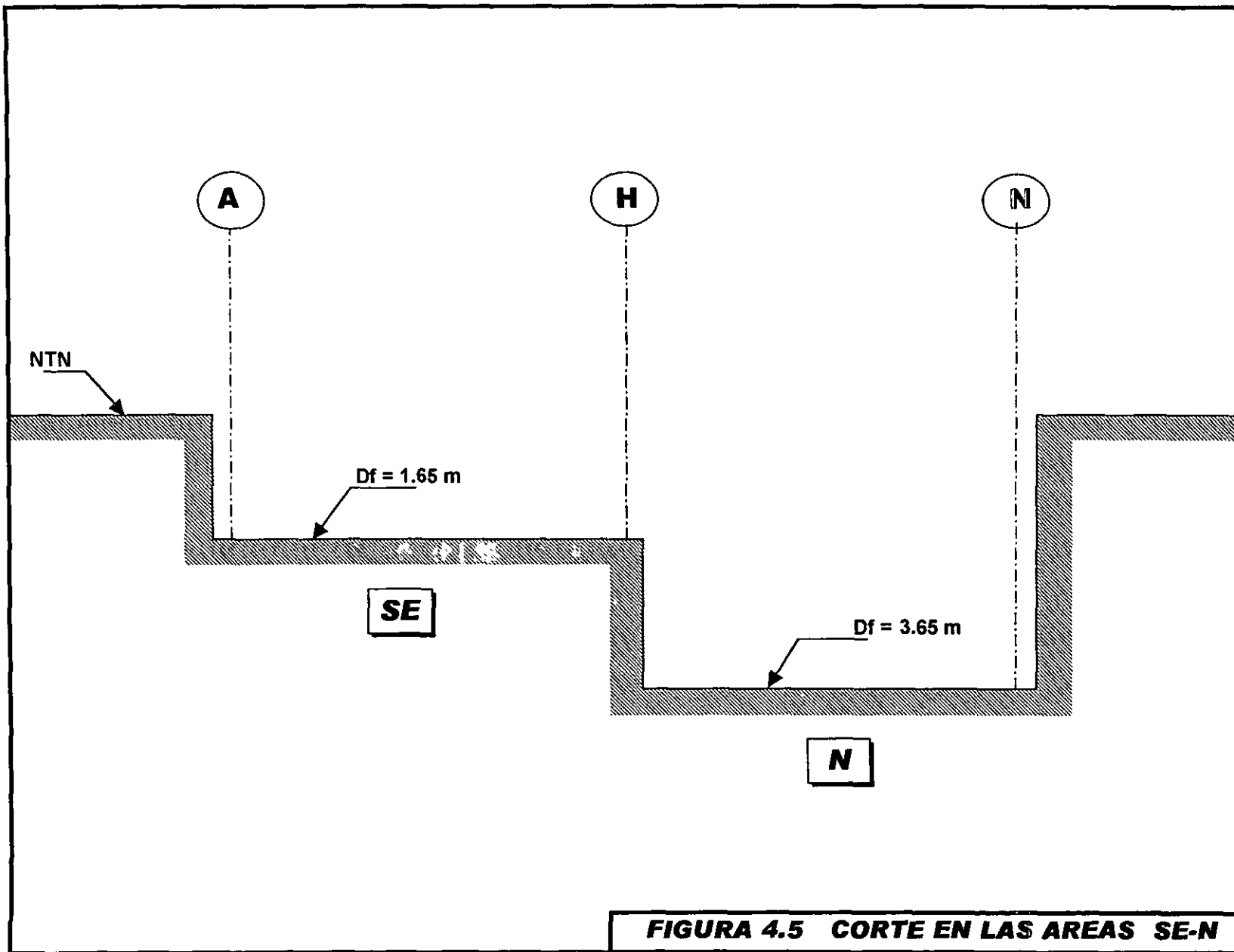


FIGURA 4.5 CORTE EN LAS AREAS SE-N

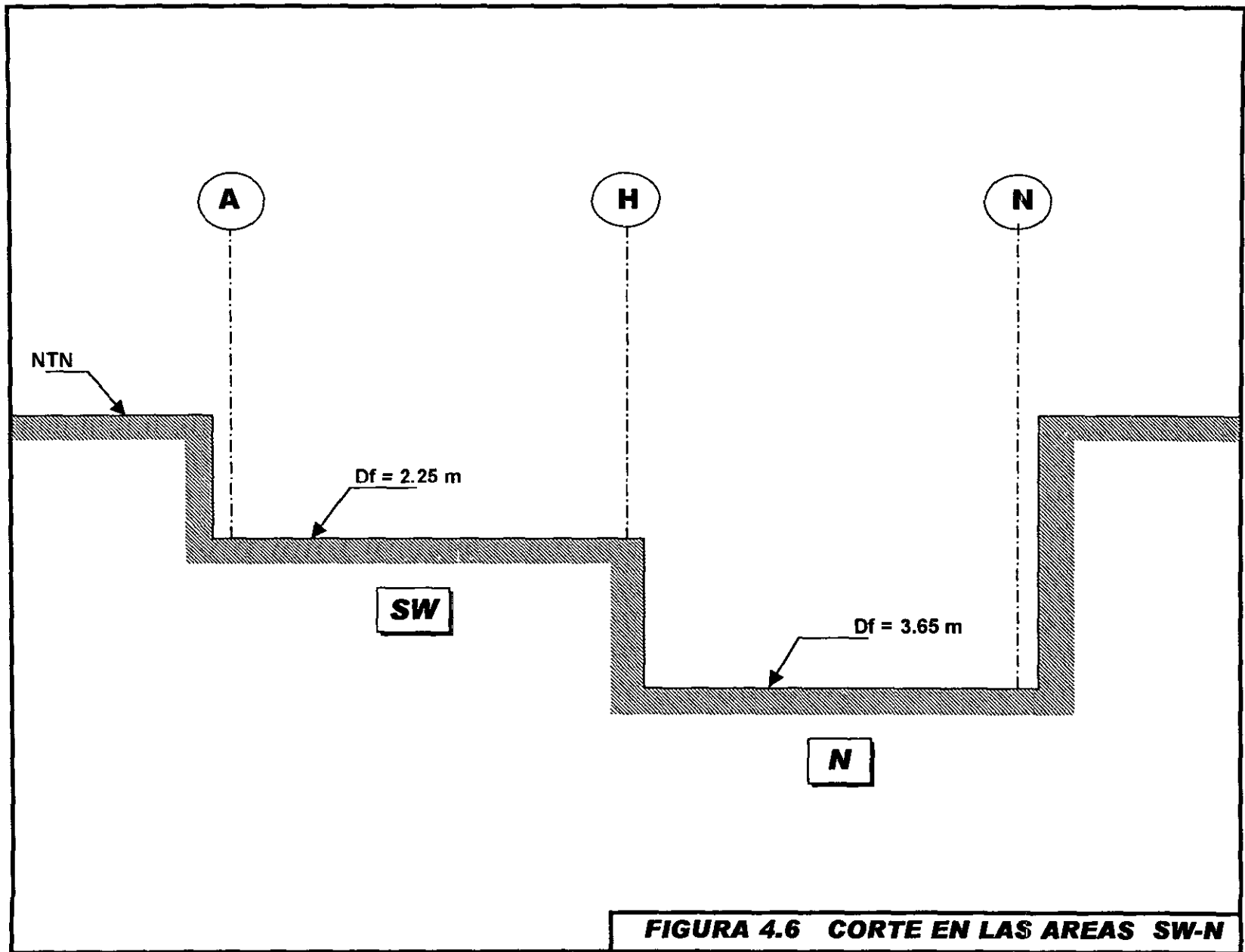


FIGURA 4.6 CORTE EN LAS AREAS SW-N

4.2. CONDICIONES DEL SUBSUELO

4.2.1 PROPIEDADES Y ESTRATIGRAFIA

A partir de los resultados de campo y de las pruebas de laboratorio, se definen las propiedades del subsuelo.

4.2.1.1 SONDEO MC-1

Realizado en el área sureste (SE) de la excavación, a una profundidad de 1.20 m. Se detectó una arcilla de color café claro de tono rojizo de alta plasticidad, clasificada según el S.U.C.S. como CH.

En pruebas de laboratorio se determinó un contenido natural de humedad de 27%, límite líquido de 68%, límite plástico de 30%, resistencia a la compresión axial de 9.21 ton/m^2 , módulo de elasticidad de 440 ton/m^2 , peso volumétrico de 1.35 ton/m^3 , cohesión de 4.8 ton/m^2 y ángulo de fricción interna de 22° . En la figura 4.7 se muestran los resultados de las propiedades del subsuelo, obtenidas de la prueba de compresión triaxial no consolidada - no drenada (UU).

4.2.1.2 SONDEO MC-2

Realizado en el área suroeste (SW) de la excavación, a una profundidad de 2.10 m. Se detectó una arena arcillosa de color café claro con gravas, clasificada según el S.U.C.S. como SC.

En pruebas de laboratorio se determinó un contenido natural de humedad de 4%, límite líquido de 21%, límite plástico de 15%, resistencia a la compresión axial de 24.2 ton/m^2 , módulo de elasticidad de 1100 ton/m^2 , peso volumétrico de 1.56 ton/m^3 , cohesión de 3.8 ton/m^2 y ángulo de fricción interna de 33° . En la figura 4.8 se muestran los resultados de las propiedades del subsuelo, obtenidas de la prueba de compresión triaxial no consolidada - no drenada (UU).

Sondeo: MC-1

Profundidad: 1.20 m

Prueba triaxial: No consolidada-no drenada (u.u.)

Descripción: Arcilla color café claro.

a) propiedades

Probeta	σ_{III} kg/cm ²	σ_I kg/cm ²	ϵ_r %	E_{33} kg/cm ²	Ss	e_i	e_f	Wl %	Wf %	G _i %	G _f %	γ_m g/cm ³
1	0.50	2.40	3.9	44	2.60	0.95	-	29.6	-	81	-	1.35
2	1.00	3.55	3.5	59	2.60	0.96	-	29.8	-	81	-	1.37
3	1.50	4.44	2.5	68	2.60	0.92	-	27.5	-	77	-	1.37

b) diagrama de Mohr

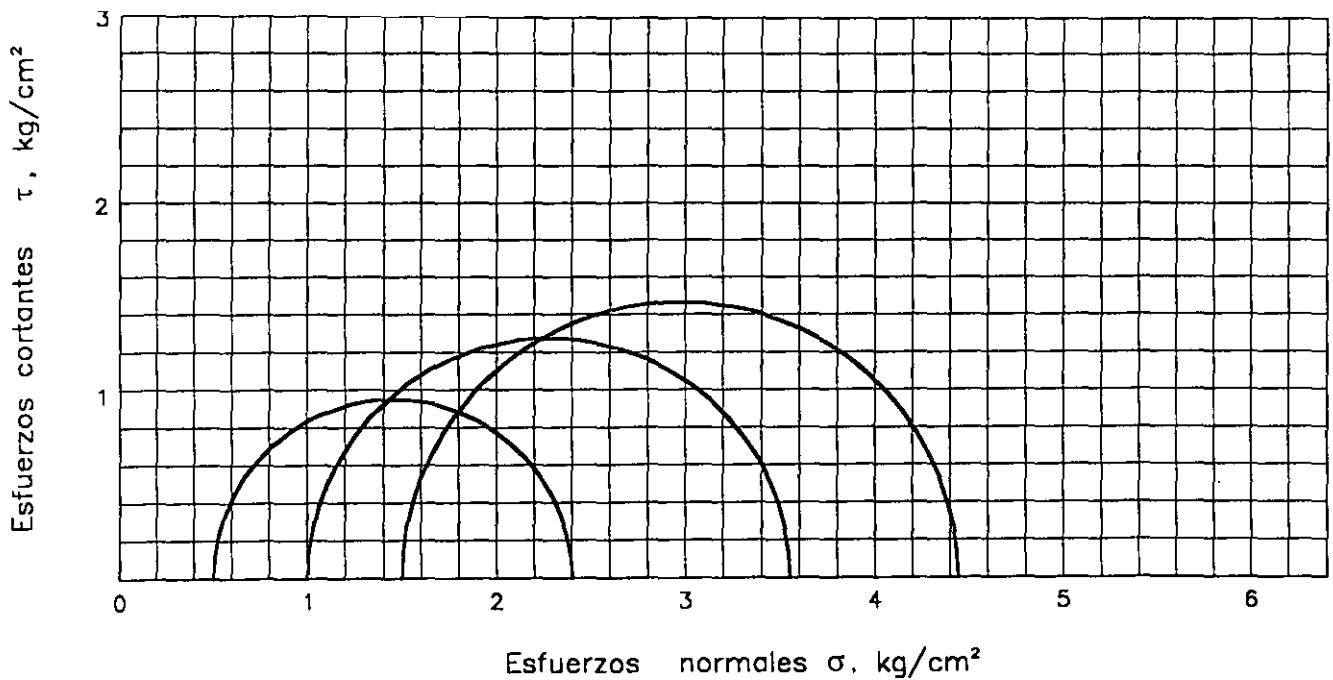


Fig. 4.7 Prueba triaxial

Sondeo: MC-2

Profundidad: 2.10 m

Prueba triaxial: No consolidada-no drenada (U.U.)

Descripción: Arena arcillosa color café claro.

a) propiedades

Probeta	σ_{III} kg/cm ²	σ_I kg/cm ²	ϵ_r %	E_{33} kg/cm ²	S_s	e_i	e_f	W_l %	W_r %	G_l %	G_r %	γ_m g/cm ³
1	0.50	3.06	2.9	110	2.65	0.86	-	4.3	-	13	-	1.56
2	1.00	4.50	2.6	175	2.65	0.85	-	4.1	-	13	-	1.57
3	1.50	6.42	2.2	233	2.65	0.84	-	3.6	-	11	-	1.59

b) diagrama de Mohr

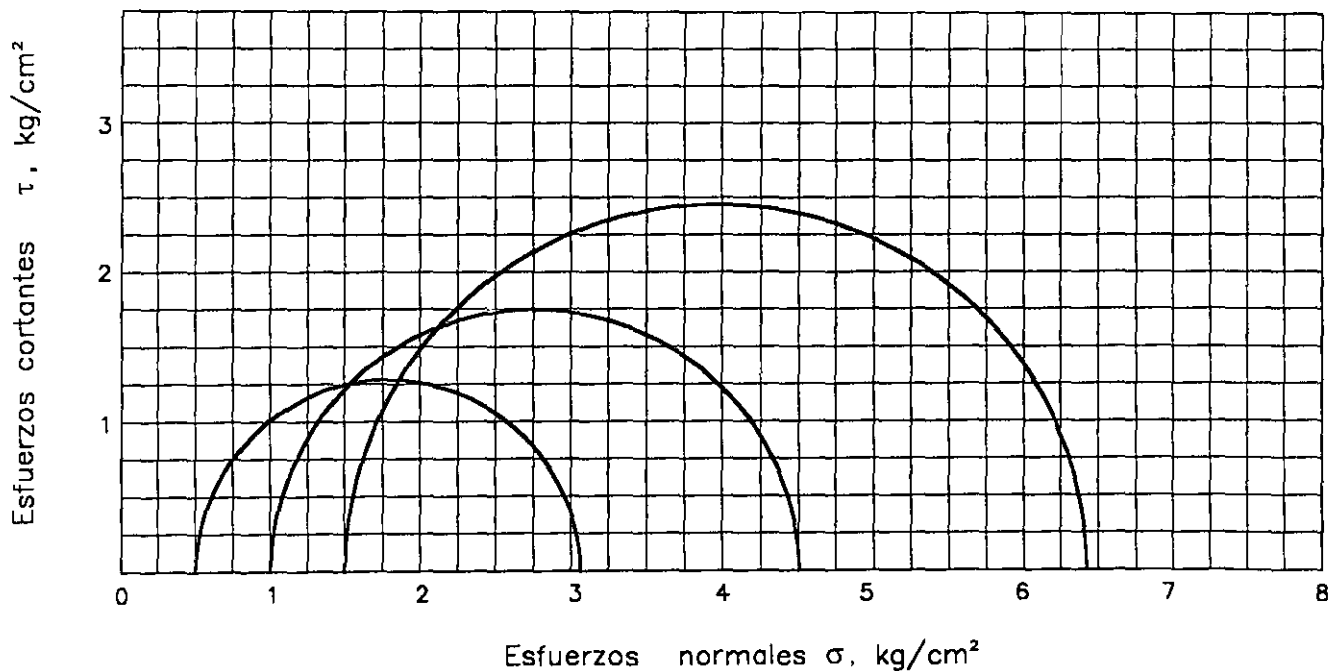


Fig. 4.8 Prueba triaxial

4.2.1.3 SONDEO SPT-1

Se llevó a cabo en el área norte (N) de la excavación, a una profundidad de 12.95 m. En la siguiente página se presenta el perfil estratigráfico correspondiente a este sondeo, basado en la técnica de la penetración estándar.

ESTRATO 1

De 2.75 y hasta la profundidad de 4.55 m, se detecta una arena fina arcillosa y limosa de color café grisáceo claro, de compacidad firme. Este material se clasificó según el S.U.C.S. como SC y SM. En pruebas de laboratorio se determinó un contenido natural de agua de 4 a 12%; un límite líquido de 30 a 41%; y un límite plástico de 24 a 25%.

ESTRATO 2

De 4.55 a 6.95 m, se detecta una arena fina de compacidad firme, con un lente de arcilla arenosa. Este material por su naturaleza, no se recuperó en cantidad suficiente para su análisis.

ESTRATO 3

De 6.95 a 9.35 m, se detecta un limo arcilloso de alta plasticidad de diversos colores y consistencia dura, con un lente de grava limosa. Este material se clasificó según el S.U.C.S. como MH y GW. En pruebas de laboratorio se determinó un contenido natural de humedad de 19 a 42%, límite líquido de 73 a 76% y límite plástico de 36 a 42%. Se detecta el nivel de aguas freáticas a 8.15 m. de profundidad.

ESTRATO 4

De 9.35 a 11.15 m, se detecta una arcilla arenosa color gris oscuro de mediana plasticidad y consistencia mediana. Este material se clasificó según el S.U.C.S. como CL. En pruebas de laboratorio se determinó un contenido natural de humedad de 15 a 31%, un límite líquido de 33 a 43% y un límite plástico de 23%.

ESTRATO 5

De 11.15 y hasta la profundidad explorada de 12.95 m, se detectó una arena limosa color café grisáceo de compacidad muy compacta. Este material se clasificó como SM. En pruebas de laboratorio se determinó un contenido natural de humedad de 13 a 16%, límite líquido de 17% y no presentó límite plástico.

PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO SPT

PROF (m)	TIPO DE PERFIL	DESCRIPCION DEL MATERIAL	NUMERO DE GOLPES EN 30 cm					CONTENIDO DE AGUA %				Ws %	PVH ₃ t/m ³	PVS ₃ t/m ³	D	qu t/m ²	C t/m ²	ϕ°	F %	A %	G %				
			10	20	30	40	50	20	40	60	80														
2.75																									
4.55	[Dotted]	Arena fina, limosa y arcillosa, color café grisáceo.	SC	1		16																			
			SM	2			25																		
			SM	3			21																		
8.95	[Dotted]	Arena fina de compactación compacta con un lente de arcilla arenosa.	CL	4		22																			
				5																					
				6																					
				7																					
				8																					
8.15	[Wavy]	Limo arcilloso de alta plasticidad, con un lente de grava limosa y compacta.	MH	8		20																			
			GM	9																					
			MH	10																					
9.35	[Wavy]	Limo arcilloso de alta plasticidad, con un lente de grava limosa y compacta.	MH	11																					
			MH	12																					
11.15	[Diagonal]	Arcilla arenosa gris oscura, de med. plasticidad.	CL	13																					
			CL	14																					
			CL	15																					
12.95	[Dotted]	Arena limosa café grisáceo, muy compacta.	SM	16																					
			SM	17																					
			SM	18																					

PROFUNDIDAD		SUELTO
De: 2.75 m Hasta: 12.95 m		FIRME
		COMPACTO
		MUY COMPACTO

PROYECTO: 1 Edificio Habitacional de 3 niveles.

UBICACIÓN: Lázaro Cárdenas, Michoacán

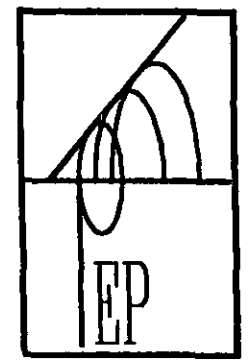
SIMBOLOGIA

qu = Compresion Axial.
 D = Densidad.
 PVH = Peso Volumetrico Humedo.
 PVS = Peso Volumetrico Seco.
 Ws = Contraccion Lineal.
 Wp = Limite plastico.
 WL = Limite liquido.
 C = Cohesion
 ϕ° = Angulo de friccion interna.

F = Finos
 A = Arena
 G = Grava

	Relleno		Grava
	Materia Organica		Arcilla
	Arena		Limo

$$e = \frac{D - PVS}{PVS} \quad G = \frac{DW}{e} \quad n = \frac{e}{1 + e}$$



4.2.2 CORRELACIONES ENTRE NUMERO DE GOLPES Y COMPACIDAD RELATIVA DE LAS ARENAS

Dado que se realizó el sondeo SPT-1 con la técnica de la penetración estándar en el área norte, resulta de gran utilidad emplear las correlaciones entre el ángulo de fricción del material y el número de golpes, así como la correlación entre el número de golpes y la compactación relativa. (tablas 4.3 y 4.4 respectivamente).

ANGULO DE FRICCION	NUMERO DE GOLPES
30	12
31	16
32	20
33	26
34	32

Tabla 4.3 Correlación entre el número de golpes y el ángulo de fricción interna de las arenas finas

NUMERO DE GOLPES	COMPACIDAD RELATIVA	COMPACIDAD RELATIVA (%)
00 - 03	Muy Suelto	00 - 15
04 - 09	Suelto	15 - 35
10 - 29	Poco Compacto	35 - 65
30 - 49	Compacto	65 - 85
Más de 50	Muy Compacto	85 - 100

Tabla 4.4 Correlación entre el número de golpes y la compactación relativa de las arenas finas

4.2.3 MODULO DE ELASTICIDAD Y RELACION DE POISSON DE LOS SUELOS TIPICOS

Para evaluar el módulo de elasticidad (E) y la relación de poisson (ν), utilizaremos las tablas 4.5 y 4.6 respectivamente.

CARACTERISTICAS DEL SUELO	E (kg/cm²)
Arcilla muy blanda	3 - 30
Arcilla blanda	20 - 40
Arcilla media	45 - 90
Arcilla dura	70 - 200
Arcilla arenosa	300 - 425
Arena limosa	50 - 200
Arena suelta	100 - 250
Arena compacta	500 - 1,000
Arena con grava compacta	800 - 2,000
Arena con grava suelta	500 - 1,400
Lutitas	1,400 - 14,000
Limo	20 - 200

Tabla 4.5 Intervalos de valores del módulo de elasticidad (E) para suelos típicos

CARACTERISTICAS DEL SUELO	ν
Arcilla saturada	0.4 - 0.5
Arcilla no saturada	0.1 - 0.3
Arena arcillosa	0.2 - 0.30
Limo	0.3 - 0.35
Arena gruesa e (0.4 - 0.7)	0.15
Arena fina e (0.4 - 0.7)	0.25
Arena densa	0.2 - 0.4
Loess	0.1 - 0.3
Roca	0.1 - 0.4
Hielo	0.36

Tabla 4.6 Intervalos de valores de la relación de poisson (ν), para suelos típicos

CAPITULO 5

BAJADA DE CARGAS

5.1 ACCIONES

5.1.1 GENERALIDADES

Para anticipar las diferentes clases de cargas y fuerzas que puedan llegar a actuar en la estructura que se está diseñando, el ingeniero cuenta con la ayuda de los códigos de diseño en donde se especifican en general las cargas más usuales para las estructuras.

Las magnitudes de estas acciones no siempre se pueden valuar con precisión y aún, cuando así lo fuera, no es posible protegerse totalmente contra la magnitud de las fuerzas de la naturaleza, excepto a un costo inaceptable.

En la actualidad es muy importante definir y entender que es una *acción* y cuales deben considerarse en el diseño, como se clasifican, cuales son los modelos para analizar sus efectos, cual es su magnitud y como se combinan, con el fin de poder tomar en cuenta el efecto en su conjunto.

5.1.2 CLASIFICACION DE LAS ACCIONES

5.1.2.1 CARGAS PERMANENTES

Son aquellas que obran en la estructura en forma continua y cuya intensidad se puede considerar constante con respecto al tiempo. Dentro de esta clasificación entran las cargas muertas, que son debidas al peso propio de la estructura y a empujes estáticos, ya sea de tierras, líquidos o granos que tengan un carácter permanente.

Entenderemos a la carga muerta como al conjunto de acciones básicamente derivadas del peso propio de la construcción. Las cargas muertas incluyen el peso de la estructura, muros divisorios, acabados en pisos, muros y techos, la herrería con ventanas, instalaciones y equipo que estará fijo durante la vida útil de la construcción.

El cálculo de esta carga en general no representa mayor problema, ya que se obtiene mediante la multiplicación de los volúmenes de los elementos de la construcción por su peso volumétrico respectivo. Estas cargas se representan comúnmente como cargas uniformemente distribuidas linealmente o por áreas, o también se representan como concentraciones.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal nos presenta varias tablas de pesos volumétricos de distintos materiales, valores con los que podemos calcular las cargas muertas. Cabe aclarar que, en las tablas, estos pesos volumétricos muestran dos valores, el máximo y el mínimo, por lo que se recomienda utilizar siempre el máximo valor para reducir las incertidumbres respecto a su valor real.

5.1.2.2 CARGAS VARIABLES

Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable con respecto al tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante periodos grandes. En este grupo tenemos a las cargas vivas, que son las que se originan por el funcionamiento de la estructura y que no tienen carácter permanente, como pueden ser: las personas, el mobiliario y el equipo, los cambios de temperatura, etc.

Estas cargas se derivan de la función que tenga la edificación. Por lo tanto, toda carga que no tenga una posición fija dentro de la construcción, se considerará como carga variable, es decir, como carga viva.

Estas cargas de operación están conformadas por la suma de diversos factores que varían con respecto al tiempo.

Estas cargas se consideran uniformemente distribuidas en el área tributaria del elemento.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal establece en su artículo 199, una tabla de cargas vivas que deberán emplearse en los diseños y en diversos usos de las construcciones. Además, define tres valores de cargas vivas:

CARGA VIVA MAXIMA (W_m)

Esta carga se deberá emplear en el diseño estructural de los elementos de una estructura sujeta a la acción de las cargas verticales, así como en el cálculo de asentamientos inmediatos del suelo y en el diseño de las cimentaciones.

CARGA VIVA INSTANTANEA (W_a)

Esta se empleará para el diseño de las estructuras cuando estén sujetas a la acción del sismo y el viento.

CARGA VIVA MEDIA (W)

Esta se deberá emplear para el cálculo de asentamientos diferidos, así como para el cálculo de flechas diferidas.

5.1.2.3 CARGAS ACCIDENTALES

Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la estructura, pero que toman valores muy significativos solo durante breves periodos en la vida útil de la estructura. En este tipo, tenemos el sismo, el viento, el oleaje, etc.

De las acciones accidentales, la más importante para el diseño de una edificación, es el sismo. El efecto de los sismos en una construcción, a diferencia de las cargas vivas y las cargas muertas, no puede ser estudiado como una acción permanente o variable.

El objetivo del diseño sísmico de las estructuras es lograr las tres características que rigen el buen comportamiento sísmico:

- Resistencia.
- Rigidez.
- Ductilidad.

En estructuras de mampostería, la resistencia es proporcionada por los muros alineados en cada dirección, que deben resistir la acción completa debido al sismo.

La revisión de la seguridad de la cimentación se hace con fundamento en el inciso I del Artículo 188 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Por lo tanto, las cargas accidentales quedan fuera del alcance del presente trabajo.

5.1.3 FACTOR DE CARGA

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal establece el empleo de unos factores denominados "Factores de Carga", los cuales deberán se deberán multiplicar a la combinación de acciones calculadas, convirtiéndolas en cargas o acciones últimas, las que se emplearán en el diseño. El Factor de Carga se determinará de acuerdo con las reglas siguientes:

- I. Estos factores de carga toman un valor de 1.4 para la Primera Combinación de Carga, correspondiente a Carga Muerta + Carga Viva Máxima en estructuras del grupo B.
- II. Corresponde un Factor de Carga de 1.5 para la combinación de acciones de Carga muerta + Carga viva máxima en estructuras del grupo A.
- III. Para la combinación de acciones que incluyan Carga muerta + Carga viva instantánea + Carga accidental, el valor del factor es de 1.1.

Para efectos de revisión del diseño de la cimentación, se evaluó únicamente la Primera Combinación de Cargas, correspondiente a Carga Muerta + Carga Viva Máxima. Por lo tanto, se aplica un Factor de Carga de 1.4,

Lo anterior con fundamento en el inciso I del Artículo 188 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal,

5.1.4 FACTOR DE RESISTENCIA

Los Factores de Resistencia (F.R) relativos a la capacidad de carga de las cimentaciones, serán los siguientes para todo estado límite de falla:

Con un valor de 0.35 para la capacidad de carga en la base de las zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 metros de profundidad en las zonas II y III.

En la etapa de revisión del estado límite de falla, se aplicó un Factor de Resistencia (F.R) cuyo valor es de 0.35, debido a que la cimentación está resuelta a base de zapatas corridas de concreto reforzado.

5.2 TRANSMISION DE CARGAS

5.2.1 GENERALIDADES

El objetivo de este proceso es establecer un valor de carga sobre el suelo de apoyo, que nos permita calcular las dimensiones de la cimentación para cada tramo analizado.

Este proceso se desarrolla mediante la suma de las cargas por metro lineal que transmite un tablero hacia el borde analizado y las cargas por metro lineal que transmite un muro.

Este proceso se repite tantas veces como pisos se tengan.

5.2.2 PROCEDIMIENTO

La bajada de cargas hacia el perímetro de los distintos tableros, principia con el cálculo de la carga W por metro cuadrado de los distintos sistemas constructivos.

Una vez resuelto este punto, se deberá calcular la carga que se transmite hacia el borde del tablero analizado. Este cálculo toma en cuenta el área tributaria que le corresponde a cada borde del tablero.

De hecho, el área nos indica la forma en que teóricamente varían las cargas en cada borde, triangular en claros cortos y trapezoidal en claros largos.

Sin embargo, se ha demostrado que la carga actúa de manera uniforme en el perímetro del tablero, por lo que el peso del área tributaria se considera uniformemente distribuido en el borde correspondiente.

Para realizar el paso antes mencionado, se calculan primero las superficies de las áreas tributarias.

El peso en kilogramos de las distintas áreas tributarias, se calcula multiplicando la superficie de cada una de ellas por el peso W en kg/m^2 del sistema constructivo.

Finalmente, si se desea realizar la bajada por franja unitaria (por metro de ancho), se calcula la carga w por cada metro lineal, mediante la división del peso W en kg/m^2 entre la longitud del tramo analizado, es decir, entre la longitud de la base del triángulo o trapecio correspondiente.

5.2.3 CARGAS PUNTUALES

Dentro de las consideraciones realizadas para la transmisión de cargas, tenemos la referente a la de las cargas concentradas o puntuales; acerca del efecto que generan durante el proceso.

El manejo de las cargas puntuales representa un problema que tradicionalmente se ignora, lo que ocasiona un diseño deficiente de la cimentación, y por lo tanto, posibles asentamientos diferenciales.

Los esfuerzos en el terreno, producto de las concentraciones de carga, depende de la forma que tienen éstas para transmitirse a través de la cimentación.

Existen dos criterios de distribución de las cargas puntuales en la cimentación:

- Por medio de muros.
- Por medio de castillos.

En el presente trabajo se aplicó el primer criterio, por medio de muros.

El criterio para calcular la carga uniforme ω en kg/m, en la base de un muro, producida por una carga puntual, implica dividir el valor P de la carga concentrada por una distancia que depende del ángulo de transmisión de la carga.

En este caso, se considera que el ángulo de transmisión de la fuerza, equivale al ángulo de falla por cortante de la mampostería empleada en muros.

El valor corresponde a 45° , pues nos permite calcular la distancia o alcance de la fuerza, como una equivalencia de la altura del muro.

5.2.4 CARGAS TIPO

5.2.4.1 SUPERESTRUCTURA

Para determinar la descarga de la estructura a nivel de la cimentación, es necesario contar con las cargas tipo de diseño, las cuales se aplican al cálculo de la bajada de cargas.

En la Tabla 5.1 se muestran los distintos pesos que tienen todas y cada una de las losas, que conforman la estructura.

	LOSA PLANA DE AZOTEA	LOSA INCLINADA DE AZOTEA	LOSA PLANA DE ENTREPISO
CARGA MUERTA	615 kg/m ²	430 kg/m ²	455 kg/m ²
CARGA VIVA	100 kg/m ²	40 kg/m ²	170 kg/m ²
CARGA DE DISEÑO	715 kg/m ²	470 kg/m ²	625 kg/m ²

Tabla 5.1 Peso de losas de concreto reforzado

En la Tabla 5.2 se muestran los pesos que tienen los muros de mampostería a diferentes alturas.

ALTURA H = 1.5 m (ventana)	ALTURA H = 2 m (pretil)	ALTURA H = 2.6 m	ALTURA H = 3.2 m
435 kg/m	580 kg/m	715 kg/m	875 kg/m

Tabla 5.2 Peso de muros de mampostería

5.2.4.2 SUBESTRUCTURA

En la Tabla 5.3 se muestran los diversos pesos de los elementos estructurales que conforman la cimentación en el área sureste (SE), cuya profundidad de desplante es de 1.65 m.

TIPO DE ELEMENTO ESTRUCTURAL	PESO VOLUMETRICO (kg/m ³)	AREA TRANSVERSAL (m ²)	PESO POR METRO LINEAL (kg/m)
DALA DE DESPLANTE	2400	0.03	75
MURO DE ENRASE 13	1500	0.16	245
ZAPATA DE CONCRETO	2400	0.40	960
PLANTILLA POBRE	2200	0.09	190

Tabla 5.3 Peso de elementos estructurales de la cimentación en el área sureste (SE)

En la Tabla 5.4 se muestran los diversos pesos de los elementos estructurales que conforman la cimentación en el área suroeste (SW), cuya profundidad de desplante es de 2.25 m.

TIPO DE ELEMENTO ESTRUCTURAL	PESO VOLUMETRICO (kg/m³)	AREA TRANSVERSAL (m²)	PESO POR METRO LINEAL (kg/m)
DALA DE DESPLANTE	2400	0.03	75
MURO DE ENRASE 13	1500	0.27	405
ZAPATA DE CONCRETO	2400	0.40	960
PLANTILLA POBRE	2200	0.09	190

Tabla 5.4 Peso de elementos estructurales de la cimentación en el área suroeste (SW)

En la Tabla 5.5 se muestran los diversos pesos de los elementos estructurales que conforman la cimentación en el área norte (N), cuya profundidad de desplante es de 3.65 m.

TIPO DE ELEMENTO ESTRUCTURAL	PESO VOLUMETRICO (kg/m³)	AREA TRANSVERSAL (m²)	PESO POR METRO LINEAL (kg/m)
DALA DE DESPLANTE	2400	0.03	75
MURO DE ENRASE 13	1500	0.24	365
MURO DE ENRASE 26	1500	0.36	550
DALA INTERMEDIA	2400	0.05	135
ZAPATA DE CONCRETO	2400	0.40	960
PLANTILLA POBRE	2200	0.09	190

Tabla 5.5 Peso de elementos estructurales de la cimentación en el área norte

5.3 RESULTADOS DE LAS DESCARGAS

Los resultados finales de la bajada de cargas se presentan en las siguientes tablas, compuesta de 6 rubros, los cuales se describen a continuación:

- La primer columna indica el eje de estudio.
- La segunda columna se refiere a la longitud total de la zapata.
- La tercer columna indica la carga total de la superestructura.
- La cuarta columna hace referencia a la carga de la subestructura o cimentación.
- La quinta columna representa las cargas a nivel de servicio.
- En la sexta columna, las cargas de servicio, son llevadas a cargas últimas.

La columna referente a carga de servicio, es la carga de diseño que maneja el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, debido a que maneja a un factor de seguridad de 3.

La columna referente a carga última, es la carga de diseño que maneja el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, debido a que maneja dos factores: uno de carga cuyo valor es de 1.4 y uno de resistencia con un valor de 0.35. Esto, en vez de manejar un factor de seguridad.

5.3.1 AREA SURESTE

EJE	LONGITUD ZAPATA (m)	SUPER ESTRUCT (kg)	SUB ESTRUCT (kg)	CARGA DE SERVICIO (kg/m)	CARGA ULTIMA (kg/m)
A	7.50	14,276	8,025	2,974	4,164
B	7.60	26,218	11,172	4,920	6,888
C	9.40	54,111	13,818	7,226	10,117
D	5.85	25,685	8,600	5,861	8,205
E	3.75	17,366	5,513	6,101	8,541
F	5.85	15,166	8,600	4,063	5,688
G	3.60	10,844	5,292	4,482	6,275
1	4.65	21,868	6,836	6,173	8,642
2	3.55	13,037	5,219	5,143	7,200
3	4.65	24,829	6,858	6,814	9,540
4	2.55	12,391	3,749	6,329	8,861
5	3.55	21,489	5,219	7,523	10,533
6	5.20	22,863	7,644	5,867	8,213
7	11.00	74,052	16,170	8,202	11,483
9	7.00	85,019	10,290	13,616	19,062

Tabla 5.6 Bajada de cargas correspondiente al área sureste

5.3.2 AREA SUROESTE

EJE	LONGITUD ZAPATA (m)	SUPER ESTRUCT (kg)	SUB ESTRUCT (kg)	CARGA DE SERVICIO (kg/m)	CARGA ULTIMA (kg/m)
B	7.60	26,618	12,388	5,132	7,185
C	9.40	54,792	15,322	7,459	10,443
D	5.85	25,685	9,536	6,021	8,429
F	5.85	15,166	9,633	4,239	5,935
G	3.60	10,844	5,868	4,642	6,499
11	11.00	74,052	17,930	8,362	11,707
12	5.20	22,683	8,476	5,992	8,389
13	2.60	21,489	4,238	9,895	13,853
14	2.55	12,391	4,157	6,489	9,085
15	4.65	25,172	7,580	7,043	9,861
16	3.55	13,037	5,787	5,303	7,424
17	4.65	21,868	7,580	6,333	8,866

Tabla 5.7 Bajada de cargas correspondiente al área suroeste

5.3.3 AREA NORTE

EJE	LONGITUD ZAPATA (m)	SUPER ESTRUCT (kg)	SUB ESTRUCT (kg)	CARGA DE SERVICIO (kg/m)	CARGA ULTIMA (kg/m)
H	2.65	20,737	6,188	10,160	14,225
I	3.60	10,844	8,406	5,347	7,486
J	5.85	12,050	13,660	4,395	6,153
K	9.55	30,203	22,299	5,498	7,697
L	6.65	36,335	15,528	7,799	10,919
M	6.65	21,070	15,861	5,554	7,775
N	3.75	4,894	8,756	3,640	5,096
1	9.10	40,221	21,249	6,755	9,457
3	9.10	56,617	21,868	8,625	12,075
4	2.55	11,705	5,954	6,925	9,695
6	12.65	84,198	29,538	8,991	12,587
7	5.40	32,085	12,609	8,277	11,587
8	7.55	75,185	17,629	12,293	17,211

Tabla 5.8 Bajada de cargas correspondiente al área norte

CAPITULO 6

REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

6.1 CRITERIOS DE EVALUACION GEOTECNICA

6.1.1 ESTADO LIMITE DE FALLA

Hablar de Estado Límite de Falla es hablar de la capacidad de carga del suelo, el cual constituye un factor importante en la revisión por mecánica de suelos de toda cimentación.

En efecto, para determinar la capacidad de carga, necesitamos elementos de tipo jurídico – normativo que regulen la seguridad de este concepto.

Para su evaluación, contamos con dos Reglamentos:

- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF).
- Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán (RCEM)

La finalidad del cálculo de la capacidad de carga con ambos Reglamentos, consiste en hacer una comparativa de resultados, para así determinar cual de los dos es más severo en cuanto a descarga estructural y resistencia del suelo.

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

6.1.2 ESTADO LIMITE DE SERVICIO

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, mencionan en sus preceptos legales las deformaciones elásticas.

Para el cálculo de estas deformaciones, se recurrirá a la teoría de la elasticidad y particular al criterio aproximado de Steinbrenner, el cual determina el asentamiento vertical bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniforme q colocada en la superficie, cuando el medio elástico tiene un espesor H .

Cuando no conocemos el espesor del estrato, en este caso la última capa que hizo contacto con la exploración geotécnica, aplicamos la fórmula cuando el medio elástico es un medio semi-infinito, homogéneo e isótropo. Obteniendo así, el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniformemente repartida q .

6.2 REVISION GEOTECNICA

6.2.1 ESTADO LIMITE DE FALLA

En el rubro de geotecnia, figura la revisión por estado límite de falla, que consiste en comparar la capacidad de carga del suelo, con la descarga unitaria de la estructura, a través de las acciones de diseño.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal afecta la capacidad de carga del suelo con un factor de resistencia, cuyo valor es de 0.35 para zona de lomas y una cimentación a base de zapatas.

Mientras que las acciones de diseño son afectadas por un factor de carga de 1.4. Llevando así, estas cargas de servicio a cargas últimas.

El Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán no afecta las acciones de diseño con algún factor de carga. Por lo tanto, se consideran las cargas a nivel de servicio.

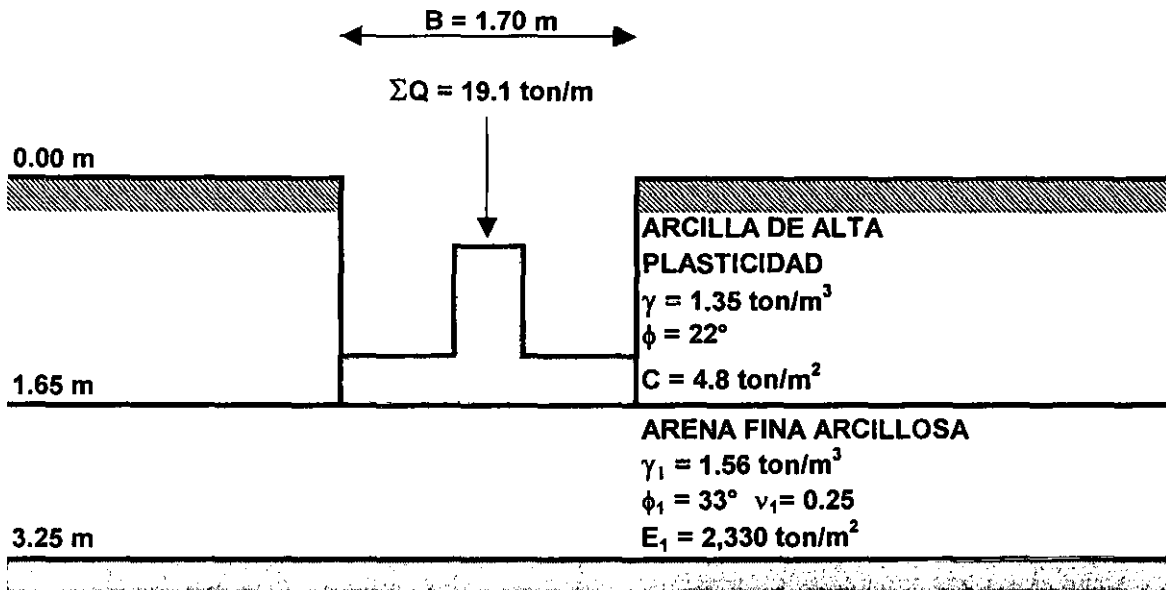
6.2.1.1 AREA SURESTE

Esta área tiene una profundidad de desplante de 1.65 m.

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

6.2.1.1.1 EVALUACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL

Dado que es un problema de revisión el ancho de proyecto de cimentación es $B = 1.70$ m.



CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE INFLUENCIA DE LA CIMENTACION

Para determinar los estratos por donde pasa la zona de falla, es necesario calcular la altura de la cuña activa, que en este caso se denomina, profundidad de influencia de la cimentación.

$$\text{TAN } (45^\circ + \phi / 2) = (H) / (B / 2)$$

$$\text{TAN } (45^\circ + 33 / 2) = H / (1.7 / 2)$$

$$\text{TAN } 61.5^\circ = H / 0.85$$

Despejando H, tenemos:

$$H = 0.85 (\text{TAN } 61.5^\circ)$$

$$H = 1.57 \text{ m.}$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

La profundidad de influencia de la cimentación es de 1.57 m. En el sondeo MC-1 que se realizó en el área sureste (SE), la muestra de suelo fue tomada a una profundidad de 1.20 m. Lo que nos obliga, a tomar los resultados del sondeo MC-2, realizado en el área suroeste (SW), a una profundidad de 2.10 m. De esta manera, igualamos el espesor del estrato con la profundidad de influencia.

Las pruebas triaxiales del sondeo MC-2, contenidas en el estudio de mecánica de suelos, indican que se trata de una arena arcillosa color café claro.

CALCULO DEL ESFUERZO EFECTIVO A LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

Como el nivel de aguas freáticas se ubica por debajo de la zona de falla, los esfuerzos efectivos son iguales a los esfuerzos totales

$$P_v = P_v = \gamma D_f$$

$$P_v = (1.35) (1.65)$$

$$P_v = 2.23 \text{ ton/m}^2$$

CALCULO DE LA REDUCCION DEL ANGULO DE FRICCION INTERNA

En el capítulo 4 se muestra la figura 4.8 correspondiente a una prueba triaxial no consolidada no drenada (UU), realizada en el sondeo MC-2, en donde el ángulo de fricción interna del material es de 33°. Con la tabla 4.3 y el número de golpes en una prueba de penetración estándar con un valor $N = 26$, nos remitimos a la tabla 4.4 con la que definimos la compacidad relativa de las arenas (C_r) que es de 35%.

Lo que indica que la compacidad relativa de la arena en esta área es $< 70\%$.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal indica en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones que, si la arena posee una compacidad relativa $D_r \leq 70\%$ entonces el coeficiente $\alpha = 0.67$. Por lo que:

$$\phi = \text{ANG TAN} (\alpha \text{ TAN } \phi')$$

$$\phi = \text{ANG TAN} (0.67 * \text{TAN } 33^\circ)$$

$$\phi = \text{ANG TAN} (0.44) = 23.7^\circ$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

CALCULO DEL PRIMER FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal indica en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, que para determinar la capacidad de carga del terreno, se tiene que calcular un primer factor de capacidad de carga (N_q).

$$N_q = e^{(\pi \text{TAN} \phi)} * \text{TAN}^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

$$N_q = e^{(1.38)} * \text{TAN}^2 (56.8^\circ)$$

$$N_q = (3.97) (2.33)$$

$$N_q = 9.25$$

CALCULO DEL PRIMER FACTOR DE FORMA

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal indica en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, que para determinar la capacidad de carga del terreno, se tiene que calcular un primer factor de forma (f_q).

$$f_q = 1 + (B / L) (\text{TAN} \phi)$$

$$f_q = 1 + (1.7 / 0.9) (\text{TAN} 23.7^\circ)$$

$$f_q = 1.83$$

CALCULO DEL SEGUNDO FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal indica en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, que para determinar la capacidad de carga del terreno, se tiene que calcular un segundo factor de capacidad de carga (N_γ).

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) (\text{TAN} \phi)$$

$$N_\gamma = 2 (9.25 + 1) (\text{TAN} 23.7^\circ)$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

$$N_{\gamma} = 2 (10.25) (\text{TAN } 23.7^{\circ})$$

$$N_{\gamma} = 9$$

CALCULO DEL SEGUNDO FACTOR DE FORMA

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal indica en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, que para determinar la capacidad de carga del terreno, se tiene que calcular un segundo factor de forma (f_{γ}).

$$f_{\gamma} = 1 - 0.4 (B / L)$$

$$f_{\gamma} = 1 - 0.4 (1.7 / 0.9)$$

$$f_{\gamma} = 0.24$$

CALCULO DE LA DESCARGA UNITARIA DE LA ESTRUCTURA A NIVEL DE LA CIMENTACION

El ancho de proyecto de la cimentación es $B = 1.70 \text{ m}$.

De la Tabla 5.6 correspondiente a la bajada de cargas del área sureste (SE), tomamos la carga última más desfavorable, que es la carga de diseño que maneja el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Esta carga pertenece al eje 9, cuyo valor es de **19,062 kg/m**.

$$\omega_u = (\Sigma Q) / B$$

$$\omega_u = \frac{19.1 \text{ ton/m}}{1.70 \text{ m}}$$

$$\omega_u = 11.2 \text{ ton/m}^2$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal indica en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, que al momento de evaluar la capacidad de carga del terreno, con una cimentación a base de zapatas, se afecte por un Factor de Resistencia $F_R = 0.35$.

$$Q = [P_v (N_q f_q - 1) + 1/2 (\gamma B N_\gamma f_\gamma)] F_R + P_v$$

$$Q = [2.23 \{(9.25 * 1.83) - 1\} + \{1/2 (1.56) (1.7) (9) (0.24)\}] * 0.35 + 2.23$$

$$Q = [2.23 (15.93) + 0.5 (5.73)] * 0.35 + 2.23$$

$$Q = [35.52 + 2.86] * 0.35 + 2.23$$

$$Q = 15.7 \text{ ton/m}^2$$

$$\omega_u < q$$

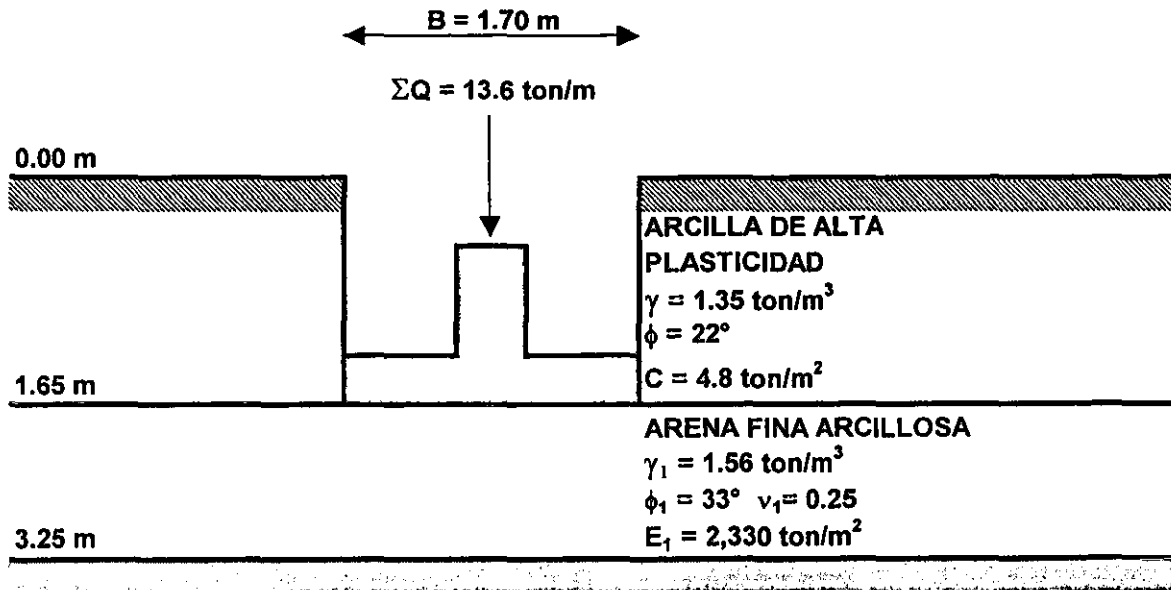
$$11.2 \text{ ton/m}^2 < 15.7 \text{ ton/m}^2$$

Haciendo una comparativa, podemos observar que el valor de la descarga unitaria última de la estructura a nivel de la cimentación (ω_u) es menor que el valor correspondiente a la capacidad de carga del suelo (q). Lo que significa que la cimentación de ancho $B = 1.70$ m, cumple con lo establecido en el Artículo 193 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, que indica que ante estado límite de falla, la resistencia de diseño debe ser mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas respectiva

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

6.2.1.1.2 EVALUACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL ESTADO DE MICHOACAN

Dado que es un problema de revisión, el ancho de proyecto de cimentación es $B = 1.70$ m.



CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE INFLUENCIA DE LA CIMENTACION

Para determinar los estratos por donde pasa la zona de falla, es necesario calcular la altura de la cuña activa, que en este caso se denomina, profundidad de influencia de la cimentación.

$$\text{TAN } (45^\circ + \phi / 2) = (H) / (B / 2)$$

$$\text{TAN } (45^\circ + 33 / 2) = H / (1.7 / 2)$$

$$\text{TAN } 61.5^\circ = H / 0.85$$

Despejando H, tenemos

$$H = 0.85 (\text{TAN } 61.5^\circ)$$

$$H = 1.57 \text{ m.}$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

La profundidad de influencia de la cimentación es de 1.57 m. En el sondeo MC-1 que se realizó en el área sureste (SE), la muestra de suelo fue tomada a una profundidad de 1.20 m.

Lo que nos obliga, a tomar los resultados del sondeo MC-2, realizado en el área suroeste (SW), a una profundidad de 2.10 m. De esta manera, igualamos el espesor del estrato con la profundidad de influencia.

Las pruebas triaxiales del sondeo MC-2, contenidas en el estudio de mecánica de suelos, indican que se trata de una arena arcillosa color café claro.

CALCULO DEL ESFUERZO EFECTIVO A LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

Como el nivel de aguas freáticas se ubica por debajo de la zona de falla, los esfuerzos totales son iguales a los esfuerzos efectivos.

$$P_v = P_v = \gamma D_f$$

$$P_v = (1.35) (1.65)$$

$$P_v = 2.23 \text{ ton/m}^2$$

CALCULO DE LA REDUCCION DEL ANGULO DE FRICCION INTERNA

En el capítulo 4 se muestra la figura 4.8 correspondiente a una prueba triaxial no consolidada no drenada (UU), realizada en el sondeo MC-2, en donde el ángulo de fricción interna del material es de 33°. Con la tabla 4.3 y el número de golpes en una prueba de penetración estándar con un valor $N = 26$, nos remitimos a la tabla 4.4 con la que definimos la compacidad relativa de las arenas (C_r) que es de 35%.

Lo que indica que la compacidad relativa de la arena en esta área es $< 70\%$.

El Capítulo XXV del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, correspondiente a Cimentaciones, indica que si la arena posee una Compacidad Relativa $C_r \leq 70\%$ entonces el coeficiente $\alpha = 0.67$. Por lo que:

$$\phi = \text{ANG TAN} (\alpha \text{ TAN } \phi')$$

$$\phi = \text{ANG TAN} (0.67 * \text{TAN } 33^\circ)$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

$$\phi = \text{ANG TAN} (0.44)$$

$$\phi = 23.7^\circ$$

CALCULO DEL PRIMER FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA

El Capítulo XXV del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, correspondiente a Cimentaciones, indica que para determinar la capacidad de carga del terreno, se tiene que calcular un primer factor de capacidad de carga (N_q).

$$N_q = e^{(\pi \text{TAN}\phi)} * \text{TAN}^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

$$N_q = e^{(1.38)} * \text{TAN}^2 (56.8^\circ)$$

$$N_q = (3.97) (2.33)$$

$$N_q = 9.25$$

CALCULO DEL PRIMER FACTOR DE FORMA

El Capítulo XXV del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, correspondiente a Cimentaciones, indica que para determinar la capacidad de carga del terreno, se tiene que calcular un primer factor de forma (f_q).

$$f_q = 1 + (B / L) (\text{TAN } \phi)$$

$$f_q = 1 + (1.7 / 0.9) (\text{TAN } 23.7^\circ)$$

$$f_q = 1.83$$

CALCULO DEL SEGUNDO FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA

El Capítulo XXV del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, correspondiente a Cimentaciones, indica que para determinar la capacidad de carga del terreno, se tiene que calcular un segundo factor de capacidad de carga (N_γ).

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

$$N_{\gamma} = 2 (N_q + 1) (\text{TAN } \phi)$$

$$N_{\gamma} = 2 (9.25 + 1) (\text{TAN } 23.7^{\circ})$$

$$N_{\gamma} = 2 (10.25) (\text{TAN } 23.7^{\circ})$$

$$N_{\gamma} = 9$$

CALCULO DEL SEGUNDO FACTOR DE FORMA

El Capítulo XXV del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, correspondiente a Cimentaciones, indica que para determinar la capacidad de carga del terreno, se tiene que calcular un segundo factor de forma (f_{γ}).

$$f_{\gamma} = 1 - 0.4 (B / L)$$

$$f_{\gamma} = 1 - 0.4 (1.7 / 0.9)$$

$$f_{\gamma} = 0.24$$

CALCULO DE LA DESCARGA UNITARIA DE LA ESTRUCTURA A NIVEL DE CIMENTACION

El ancho de proyecto de la cimentación es $B = 1.70$ m.

De la Tabla 5.6 correspondiente a la bajada de cargas del área sureste (SE), tomamos la carga de servicio más desfavorable, que es la carga de diseño que maneja el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán. Esta carga pertenece al eje 9, cuyo valor es 13,616 kg/m.

$$\omega_s = (\Sigma Q) / B$$

$$\omega_s = \frac{13.6 \text{ ton/m}}{1.70 \text{ m}}$$

$$\omega_s = 8.0 \text{ ton/m}^2$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

El Capítulo XXV del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, correspondiente a Cimentaciones, indica que al momento de evaluar la capacidad de carga del terreno, con una cimentación a base de zapatas, se afecte por un Factor de Seguridad F.S.= 3, para suelos con características heterogéneas.

$$q = [P_v (N_q f_q) + 1 / 2 (\gamma B N_\gamma f_\gamma)] [1 / F.S]$$

$$q = [(2.23) (9.25) (1.83) + (1 / 2) (1.56) (1.7) (9) (0.24)] [1 / 3]$$

$$q = [37.75 + 2.87] [1 / 3]$$

$$q = [40.62] [1 / 3]$$

$$q = 13.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\omega_s < q$$

$$8.0 \text{ ton/m}^2 < 13.5 \text{ ton/m}^2$$

Haciendo una comparativa, podemos observar que el valor de la descarga unitaria de servicio de la estructura a nivel de la cimentación (ω_s) es menor que el valor correspondiente a la capacidad de carga del suelo (q). Lo que significa que la cimentación de ancho $B = 1.70$ m, cumple con lo establecido en el Título Cuarto correspondiente a Diseño Estructural del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, indicando en su Capítulo XXIV, que para garantizar la estabilidad de una estructura ante estado límite de falla, la resistencia de diseño debe ser mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas respectiva.

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

6.2.1.1.3 COMPARATIVA DE DESCARGA ESTRUCTURAL CAPACIDAD DE CARGA - ANCHO DE CIMENTACION

REGLAMENTO	Df (m)	ω (ton/m²)	q (ton/m²)	B_{calo} (m)	B_{diseño} (m)
R.C.D.F	1.65	11.20	15.70	1.20	1.70
R.C.E.M	1.65	8.00	13.50	1.00	1.70

**Tabla 6.1 Cuadro comparativo de capacidad de carga
y ancho de cimentación del área sureste**

Como se puede observar en la Tabla 6.1, el ancho que se calculado con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) y con el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán (RCEM), son menores que el ancho de diseño.

Por lo tanto, se concluye que el diseño de la cimentación pasa la revisión geotécnica, ante estado límite de falla.

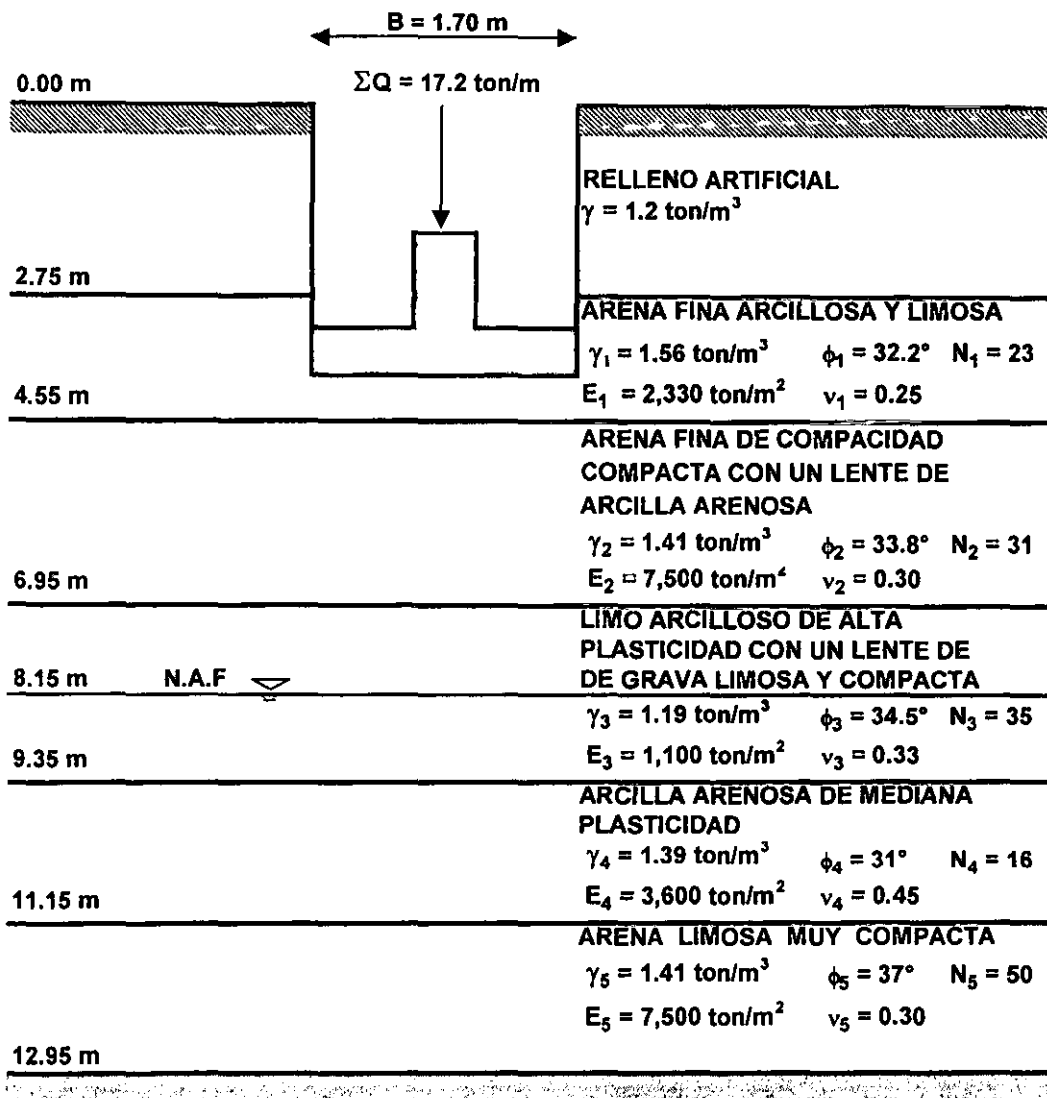
CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

6.2.1.2 AREA NORTE

Esta área tiene una profundidad de desplante de 3.65 m.

6.2.1.2.1 EVALUACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL

Dado que es un problema de revisión el ancho de proyecto de cimentación es $B = 1.70 \text{ m}$



CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE INFLUENCIA DE LA CIMENTACION

Para determinar los estratos afectados por la superficie de falla, es necesario calcular la altura de la cuña activa, que en este caso se denomina, profundidad de influencia de la cimentación

$$\text{TAN } (45^\circ + \phi / 2) = (H) / (B / 2)$$

$$\text{TAN } (45^\circ + 32.2 / 2) = H / (1.7 / 2)$$

$$\text{TAN } 61.1^\circ = H / 0.85$$

Despejando H, tenemos:

$$H = 0.85 (\text{TAN } 61.1^\circ)$$

$$\mathbf{H = 1.55 \text{ m.}}$$

El sondeo SPT-1 que se realizó en el área norte (N) a 12.95 m de profundidad, indica que existe un estrato de arena fina arcillosa, cuyo espesor por debajo de la cimentación es de 0.90 m. Lo que indica que dicho estrato está contenido en la zona de falla.

Después de este estrato, encontramos uno de arena fina de compactidad compacta con un lente de arcilla arenosa, cuyo espesor es de 2.40 m. Esto significa que la zona de falla llega hasta este estrato, debido a que la profundidad de influencia es de 1.55 m.

Para obtener la capacidad de carga de un suelo estratificado, se necesita calcular el promedio pesado de cada una de las propiedades de cada estrato.

CALCULO DEL ANGULO DE FRICCIÓN PROMEDIO

$$\phi = \frac{(\phi_1)(H_1) + (\phi_2)(H_2)}{H_1 + H_2}$$

$$\phi = \frac{(32.2)(0.90) + (33.8)(0.65)}{0.90 + 0.65}$$

$$\phi = \frac{29 + 22}{1.55}$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

$$\phi = \frac{32.90}{1.55}$$

$$\phi = 33^\circ$$

CALCULO DEL PESO VOLUMETRICO PROMEDIO

$$\gamma = \frac{(\gamma_1)(H_1) + (\gamma_2)(H_2)}{H_1 + H_2}$$

$$\gamma = \frac{(1.56)(0.90) + (1.41)(0.65)}{0.90 + 0.65}$$

$$\gamma = \frac{1.40 + 0.92}{0.90 + 0.65}$$

$$\gamma = \frac{2.32}{1.55}$$

$$\gamma = 1.50 \text{ ton/m}^3$$

CALCULO DEL ESFUERZO EFECTIVO A LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

Como el nivel de aguas freáticas se encuentra a 8.15 m de profundidad, los esfuerzos totales son iguales a los esfuerzos efectivos.

$$P_v = P_v = \gamma D_f$$

$$P_v = (1.20)(2.75) + (1.56)(0.90)$$

$$P_v = 4.7 \text{ ton/m}^2$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

CALCULO DE LA REDUCCION DEL ANGULO DE FRICCION INTERNA

En el área norte de la construcción se realizó un sondeo con el método de penetración estándar.

En el Capítulo 4 se muestra el perfil estratigráfico del sondeo SPT-1, donde se puede observar el valor N correspondiente al número de golpes necesarios para obtener cada muestra.

El número de golpes necesarios para hincar el tubo partido y obtener la muestra a la profundidad de desplante de la cimentación (3.65 m), es de N=25. Con la tabla 4.3 y el número de golpes en una prueba de penetración estándar, nos remitimos a la tabla 4.4 con la que definimos la compacidad relativa de las arenas (Cr) que es de 35%.

Lo que indica que la compacidad relativa de la arena en esta área es < 70%.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal indica en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones que, si la arena posee una compacidad relativa $Dr \leq 70\%$ entonces el coeficiente $\alpha = 0.67$. Por lo que:

$$\phi = \text{ANG TAN} (\alpha \text{ TAN } \phi')$$

$$\text{Si } Cr < 70\% \text{ entonces } \alpha = 0.67$$

$$\phi = \text{ANG TAN} (0.67 * \text{TAN } 33^\circ)$$

$$\phi = \text{ANG TAN} (0.44)$$

$$\phi = 23.7^\circ$$

CALCULO DEL PRIMER FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal indica en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, que para determinar la capacidad de carga del terreno, se tiene que calcular un primer factor de capacidad de carga (N_q).

$$N_q = e^{(\pi \text{ TAN } \phi)} * \text{TAN}^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

$$N_q = e^{(1.35)} * \text{TAN}^2 (56.6^\circ)$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

$$Nq = (3.86) (2.30)$$

$$Nq = 8.88$$

CALCULO DEL PRIMER FACTOR DE FORMA

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal indica en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, que para determinar la capacidad de carga del terreno, se tiene que calcular un primer factor de forma (fq).

$$fq = 1 + (B / L) (TAN \phi)$$

$$fq = 1 + (1.7 / 3.65) (TAN 23.7 ^\circ)$$

$$fq = 1.20$$

CALCULO DEL SEGUNDO FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal indica en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, que para determinar la capacidad de carga del terreno, se tiene que calcular un segundo factor de capacidad de carga (Ny).

$$Ny = 2 (Nq + 1) (TAN \phi)$$

$$Ny = 2 (8.88 + 1) (TAN 23.7 ^\circ)$$

$$Ny = 19.76 (TAN 23.7 ^\circ)$$

$$Ny = 8.51$$

CALCULO DEL SEGUNDO FACTOR DE FORMA

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal indica en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, que para determinar la capacidad de carga del terreno, se tiene que calcular un segundo factor de forma (fy).

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

$$f_y = 1 - 0.4 (B / L)$$

$$f_y = 1 - 0.4 (1.7 / 3.65)$$

$$f_y = 0.81$$

CALCULO DE LA DESCARGA UNITARIA DE LA ESTRUCTURA A NIVEL DE CIMENTACION

El ancho de proyecto de la cimentación es $B = 1.70$ m.

De la Tabla 5.6 correspondiente a la bajada de cargas del área norte (N), tomamos la carga última más desfavorable, que es la carga de diseño que maneja el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Esta carga pertenece al eje 8, cuyo valor es de **17,211 kg/m**.

$$\omega_u = (\Sigma Q) / B$$

$$\omega_u = \frac{17.2 \text{ ton/m}}{1.70 \text{ m}}$$

$$\omega_u = 10.1 \text{ ton/m}^2$$

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal indica en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, que al momento de evaluar la capacidad de carga del terreno, con una cimentación a base zapatas, se afecte por un Factor de Resistencia $F_R = 0.35$

$$Q = [P_v (N_q f_q - 1) + 1 / 2 (\gamma B N_\gamma f_\gamma)] F_R + P_v$$

$$Q = [4.7 \{ (8.88 * 1.20) - 1 \} + \{ 1 / 2 (1.5) (1.7) (8.51) (0.81) \}] * 0.35 + 4.7$$

$$Q = [4.7 (9.66) + 0.5 (17.6)] * 0.35 + 4.7$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

$$q = [45.4 + 8.8] * 0.35 + 4.7$$

$$q = 23.7 \text{ ton/m}^2$$

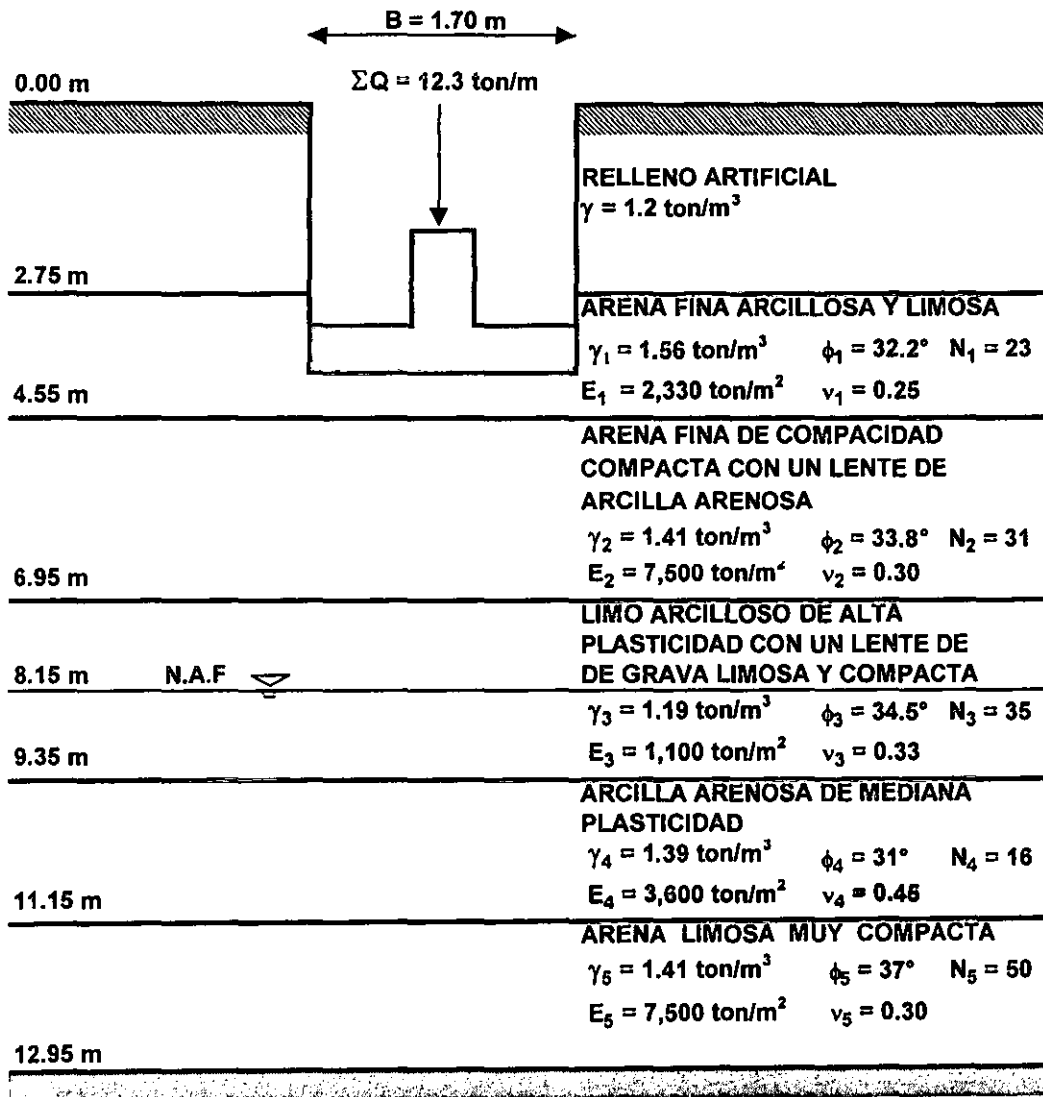
$$\omega_u < q$$

$$10.1 \text{ ton/m}^2 < 23.7 \text{ ton/m}^2$$

Haciendo una comparativa, podemos observar que el valor de la descarga unitaria de la estructura a nivel de la cimentación (ω_u) es menor que el valor correspondiente a la capacidad de carga del suelo (q). Lo que significa que la cimentación de ancho $B = 1.70$ m, cumple con lo establecido en el Artículo 193 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, que indica que ante estado límite de falla, la resistencia de diseño debe ser mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas respectiva.

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

6.2.1.2.2 EVALUACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL ESTADO DE MICHOACAN



CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE INFLUENCIA DE LA CIMENTACION

Para determinar los estratos por donde pasa la zona de falla, es necesario calcular la altura de la cuña activa, que en este caso se denomina, profundidad de influencia de la cimentación

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

$$\text{TAN } (45^\circ + \phi / 2) = (H) / (B/2)$$

$$\text{TAN } (45^\circ + 32.2 / 2) = (H) / (1.7/2)$$

$$\text{TAN } 61.1^\circ = H / 0.85$$

Despejando H, tenemos:

$$H = 0.85 (\text{TAN } 61.1^\circ)$$

$$\mathbf{H = 1.55 \text{ m.}}$$

El sondeo SPT-1 que se realizó en el área norte (N) a 12.95 m de profundidad, indica que existe un estrato de arena fina arcillosa, cuyo espesor por debajo de la cimentación es de 0.90 m. Lo que indica que dicho estrato está contenido en la zona de falla.

Después de ese estrato, encontramos uno de arena fina de compacidad compacta con un lente de arcilla arenosa, cuyo espesor es de 2.40 m. Esto significa que la zona de falla llega hasta este estrato, debido a que la profundidad de influencia es de 1.55 m.

Para obtener la capacidad de carga de un suelo estratificado, se necesita calcular el promedio pesado de cada una de las propiedades de cada estrato.

CALCULO DEL ANGULO DE FRICCION PROMEDIO

$$\phi = \frac{(\phi_1)(H_1) + (\phi_2)(H_2)}{H_1 + H_2}$$

$$\phi = \frac{(32.2)(0.90) + (33.8)(0.65)}{0.90 + 0.65}$$

$$\phi = \frac{29 + 22}{1.55}$$

$$\phi = \frac{32.90}{1.55}$$

$$\phi = 33^\circ$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

CALCULO DEL PESO VOLUMETRICO PROMEDIO

$$\gamma = \frac{(\gamma_1)(H_1) + (\gamma_2)(H_2)}{H_1 + H_2}$$

$$\gamma = \frac{(1.56)(0.90) + (1.41)(0.65)}{0.90 + 0.65}$$

$$\gamma = \frac{1.40 + 0.92}{0.90 + 0.65}$$

$$\gamma = \frac{2.32}{1.55}$$

$$\gamma = 1.50 \text{ ton/m}^3$$

CALCULO DEL ESFUERZO EFECTIVO A LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

Como el nivel de aguas freáticas se encuentra a 8.15 m de profundidad, los esfuerzos totales son iguales a los esfuerzos efectivos.

$$P_v = P_v = \gamma D_f$$

$$P_v = (1.20)(2.75) + (1.56)(0.90)$$

$$P_v = 4.7 \text{ ton/m}^2$$

CALCULO DE LA REDUCCION DEL ANGULO DE FRICCION INTERNA

En el área norte de la construcción se realizó un sondeo con el método de penetración estándar.

En el Capítulo 4 se muestra el perfil estratigráfico del sondeo SPT-1, donde se puede observar el valor N correspondiente al número de golpes necesarios para obtener cada muestra.

El número de golpes necesarios para hincar el tubo partido y obtener la muestra a la profundidad de desplante de la cimentación (3.65 m), es de N=25. Con la tabla 4.3 y el número

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

de golpes en una prueba de penetración estándar, nos remitimos a la tabla 4.4 con la que definimos la compacidad relativa de las arenas (Cr) que es de 35%.

El Capítulo XXV del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, correspondiente a Cimentaciones, indica que si la arena posee una Compacidad Relativa $Cr \leq 70\%$ entonces el coeficiente $\alpha = 0.67$. Por lo que:

$$\phi = \text{ANG TAN} (\alpha \text{TAN } \phi')$$

$$\text{Si } Cr < 70\% \text{ entonces } \alpha = 0.67$$

$$\phi = \text{ANG TAN} (0.67 * \text{TAN } 33^\circ)$$

$$\phi = \text{ANG TAN} (0.44)$$

$$\phi = 23.7^\circ$$

CALCULO DEL PRIMER FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA

El Capítulo XXV del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, correspondiente a Cimentaciones, indica que para determinar la capacidad de carga del terreno, se tiene que calcular un primer factor de capacidad de carga (N_q).

$$N_q = e^{(\pi \text{TAN} \phi)} * \text{TAN}^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

$$N_q = e^{(1.35)} * \text{TAN}^2 (56.6^\circ)$$

$$N_q = (3.86) (2.30)$$

$$N_q = 8.88$$

CALCULO DEL PRIMER FACTOR DE FORMA

El Capítulo XXV del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, correspondiente a Cimentaciones, indica que para determinar la capacidad de carga del terreno, se tiene que calcular un primer factor de forma (f_q).

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

$$f_q = 1 + (B / L) (\text{TAN } \phi)$$

$$f_q = 1 + (1.7 / 3.65) (\text{TAN } 23.7^\circ)$$

$$f_q = 1.20$$

CALCULO DEL SEGUNDO FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA

El Capítulo XXV del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, correspondiente a Cimentaciones, indica que para determinar la capacidad de carga del terreno, se tiene que calcular un segundo factor de capacidad de carga (N_γ).

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) (\text{TAN } \phi)$$

$$N_\gamma = 2 (8.88 + 1) (\text{TAN } 23.7^\circ)$$

$$N_\gamma = 19.76 (\text{TAN } 23.7^\circ)$$

$$N_\gamma = 8.51$$

CALCULO DEL SEGUNDO FACTOR DE FORMA

El Capítulo XXV del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, correspondiente a Cimentaciones, indica que para determinar la capacidad de carga del terreno, se tiene que calcular un segundo factor de capacidad de carga (f_γ).

$$f_\gamma = 1 - 0.4 (B / L)$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 (1.7 / 3.65)$$

$$f_\gamma = 0.81$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

CALCULO DE LA DESCARGA UNITARIA DE LA ESTRUCTURA A NIVEL DE CIMENTACION

El ancho de proyecto de la cimentación es $B = 1.70$ m.

De la Tabla 5.6 correspondiente a la bajada de cargas del área norte (N), tomamos la carga de servicio más desfavorable, que es la carga de diseño que maneja el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán. Esta carga pertenece al eje 8, cuyo valor es de **12,293 kg/m**.

$$\omega_s = (\sum Q) / B$$

$$\omega_s = \frac{12.3 \text{ ton/m}}{1.70 \text{ m}}$$

$$\omega_s = 7.2 \text{ ton/m}^2$$

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

El Capítulo XXV del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, correspondiente a Cimentaciones, indica que al momento de evaluar la capacidad de carga del terreno, con una cimentación a base de zapatas, se afecte por un Factor de Seguridad $F.S. = 3$, para suelos con características heterogéneas.

$$Q = [P_v (N_q f_q) + 1 / 2 (\gamma B N_\gamma f_\gamma)] [1 / F.S]$$

$$Q = [(4.7) (8.88) (1.20) + (1 / 2) (1.5) (1.7) (8.51) (0.81)] [1 / 3]$$

$$Q = [50.10 + 8.78] [1 / 3]$$

$$Q = 19.6 \text{ ton/m}^2$$

$$\omega_s < Q$$

$$7.2 \text{ ton/m}^2 < 19.6 \text{ ton/m}^2$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

Haciendo una comparativa, podemos observar que el valor de la descarga unitaria de la estructura a nivel de la cimentación (ω) es menor que el valor correspondiente a la capacidad de carga del suelo (q). Lo que significa que el ancho de la cimentación $B = 1.70$ m, cumple con lo establecido en el Título Cuarto correspondiente a Diseño Estructural del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, indicando en su Capítulo XXIV, que para garantizar la estabilidad de una estructura ante estado límite de falla, la resistencia de diseño debe ser mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas respectiva.

6.2.1.2.3 COMPARATIVA DE DESCARGA ESTRUCTURAL CAPACIDAD DE CARGA - ANCHO DE CIMENTACION

REGLAMENTO	Df (m)	ω (ton/m²)	q (ton/m²)	B_{calo} (m)	B_{diseño} (m)
R.C.D.F	3.65	10.10	23.70	0.75	1.70
R.C.E.M	3.65	7.20	19.60	0.65	1.70

Tabla 6.2 Cuadro comparativo de capacidad de carga y ancho de cimentación del área norte

Como se puede observar en la tabla, los anchos de cimentación calculados con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) y con el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán (RCEM), son menores al ancho de diseño.

Por lo tanto, se concluye que el diseño de la cimentación pasa la revisión geotécnica, ante estado límite de falla.

6.2.2 ESTADO LIMITE DE SERVICIO

El estado límite de servicio constituye la segunda parte de la revisión geotécnica.

Esta revisión consiste en comparar los asentamientos calculados con las teorías indicadas en el subcapítulo 6.1.2, con los permisibles que marca el Reglamento.

El Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, al igual que el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, establece valores permisibles de asentamiento total.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, marcan en sus normas un asentamiento total permisible de 15 cm.

Además del asentamiento total, ambos reglamentos hacen referencia a la relación asentamiento diferencial – claro, cuyo valor es de 0.002.

Este valor se debe a que la estructura está resuelta a base de muros de carga de tabique rojo recocido.

6.2.2.1 ASENTAMIENTOS ELASTICOS INMEDIATOS A PARTIR DE LA FORMULA APROXIMADA DE STEINBRENNER

Los asentamientos de las capas 1, 2, 3 y 4 se calcularon con la fórmula de Steinbrenner, debido a que conocemos los espesores de los estratos.

Cuando el medio elástico tiene un espesor H, el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniformemente repartida q, está dado por la fórmula de Steinbrenner.

$$\delta_{ESQ} = \frac{q(1-\nu^2)}{\pi E} \left[L \ln \frac{B + (B^2+L^2)^{1/2} * (Z^2+L^2)^{1/2}}{L [(B) + (L^2+B^2+Z^2)^{1/2}]} + B \ln \frac{L + (B^2+L^2)^{1/2} * (B^2+Z^2)^{1/2}}{B [(L) + (L^2+B^2+Z^2)^{1/2}]} \right]$$
$$+ \left[\frac{q(1-\nu^2)}{2\pi E} \right] \left[(1-\nu-2\nu^2) (Z \tan^{-1} (LB / Z (L^2+B^2+Z^2)^{1/2})) \right]$$

De donde:

q = presión media de contacto (ton/m²)

ν = relación de poisson

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

E = módulo de elasticidad (ton/m²)

B = ancho del cimiento (m)

L = longitud del cimiento (m)

Z = profundidad a la mitad del estrato

Sin embargo, no conocemos el espesor del estrato 5, debido a que la profundidad de exploración en el sondeo SPT-1 es de 12.95 m.

Dada esta situación para el cálculo del asentamiento, aplicamos la fórmula cuando el medio elástico es un medio semi-infinito, homogéneo e isótropo

De esta manera se obtiene el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniformemente repartida q, cuya fórmula es:

$$\delta_{ESQ} = \frac{[q(1-\nu^2)]}{\pi E} \left[L \ln \frac{B + (B^2 + L^2)^{1/2}}{L} + B \ln \frac{L + (B^2 + L^2)^{1/2}}{B} \right]$$

De donde:

q = presión media de contacto (ton/m²)

ν = relación de poisson

E = módulo de elasticidad (ton/m²)

B = ancho del cimiento (m)

L = longitud del cimiento (m)

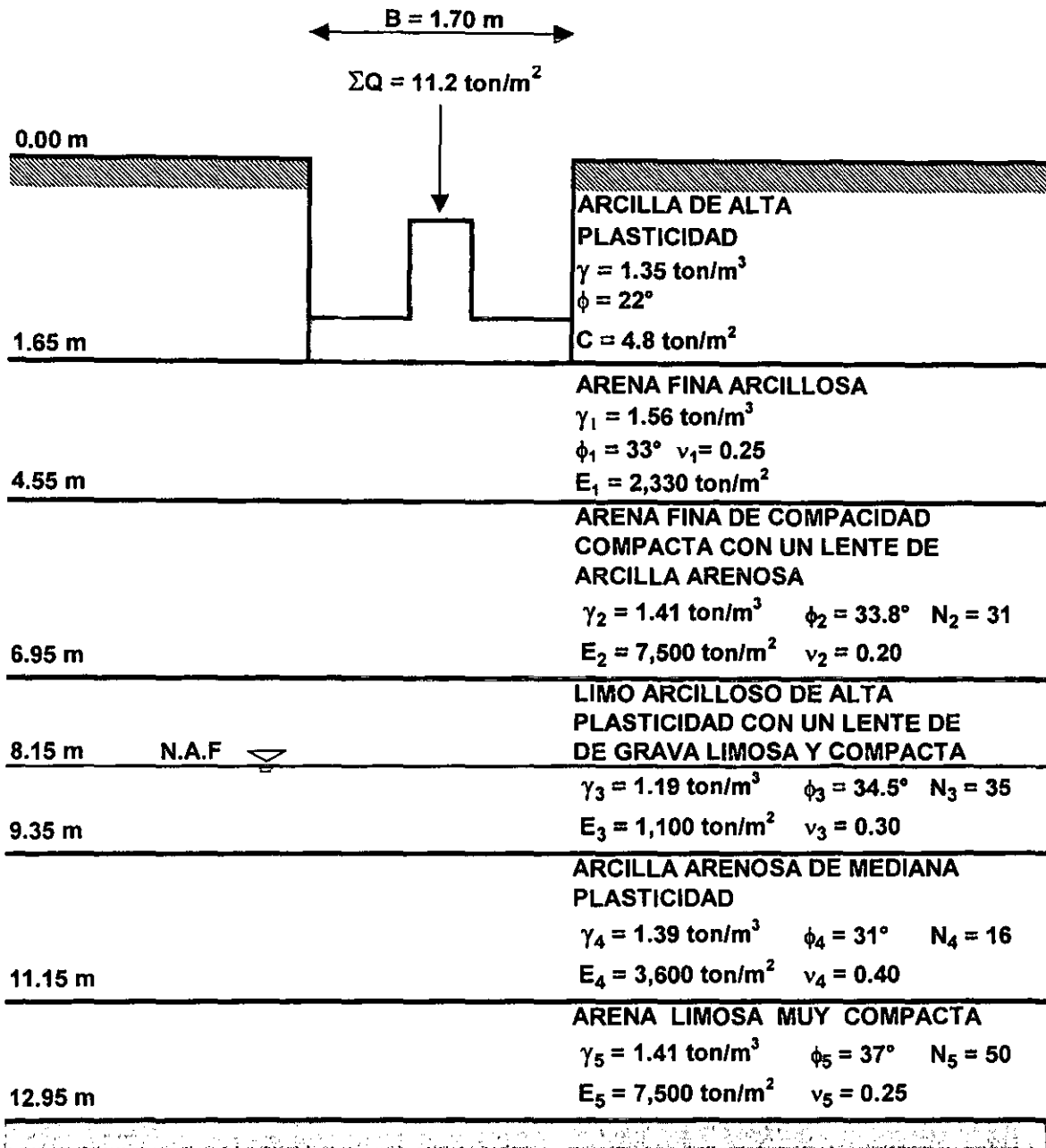
6.2.2.1.1 AREA SURESTE

Para evaluar los asentamientos en esta zona, necesitamos los datos correspondientes a las propiedades del subsuelo, características geométricas de la cimentación y descarga que arroja la estructura.

Debido a que la profundidad del sondeo MC-1 realizado en el área sureste es de 1.20 m, nos vemos obligados a remitirnos a las propiedades que arroja el perfil estratigráfico del sondeo SPT-1. Dado que la profundidad explorada en este sondeo es de 12.95 m.

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

6.2.2.1.1.1 EVALUACION DE ASENTAMIENTOS ELASTICOS INMEDIATOS CON LA CARGA DE DISEÑO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL



CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

CAPA	ω_u (ton/m ²)	L (m)	B (m)	E (ton/m ²)	ν	Z (m)	δ_{centro} (cm)
1	11.20	7.00	1.70	2,330	0.25	3.10	0.81
2	11.20	7.00	1.70	7,500	0.30	5.75	0.07
3	11.20	7.00	1.70	1,100	0.33	8.15	0.17
4	11.20	7.00	1.70	3,600	0.45	10.25	0.03
5	11.20	7.00	1.70	7,500	0.30	12.05	0.45

SUMA	15 cm > 1.53 cm
------	-----------------

Tabla 6.3 Asentamientos elásticos inmediatos al centro de la zapata en el área sureste a partir de la fórmula de Steinbrenner

Haciendo una comparativa, podemos observar en la Tabla 6.3, que el asentamiento elástico al centro de la zapata (δ_c) es menor al asentamiento permisible que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, cuyo valor es de 15 cm.

Lo que significa que la cimentación de ancho $B = 1.70$ m, cumple con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

A continuación se evaluarán y compararán los límites de las deformaciones diferenciales en la propia estructura, contra el permisible que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

El valor de la relación es equivalente a 0.002 para estructuras resueltas a base de muros de carga de tabique rojo recocido.

La relación se define como: $L = \delta_c / l$

De donde:

L = Límite de la relación

δ_c = Asentamiento diferencial al centro de la zapata

l = Longitud de la zapata

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

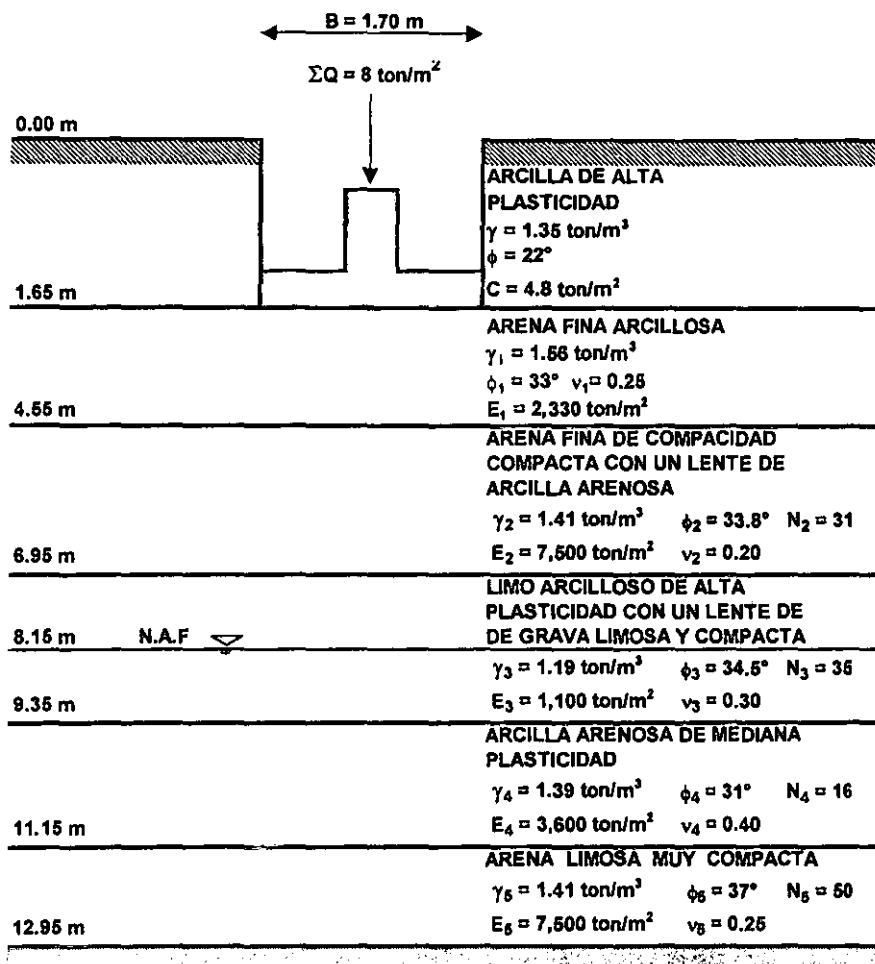
$$L = \frac{1.53 \text{ cm}}{700 \text{ cm}}$$

$$L = 0.002$$

Como se puede observar, el cálculo de la relación arroja un valor de 0.002, que es igual al permisible que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, a través de sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Lo que significa que la cimentación de ancho $B = 1.70 \text{ m}$, cumple con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

6.2.2.1.1.2 EVALUACION DE ASENTAMIENTOS ELASTICOS INMEDIATOS CON LA CARGA DE DISEÑO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL ESTADO DE MICHOACAN



CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

CAPA	ω_s (ton/m ²)	L (m)	B (m)	E (ton/m ²)	ν	Z (m)	δ_{centro} (cm)
1	8.00	7.00	1.70	2,330	0.25	3.10	0.58
2	8.00	7.00	1.70	7,500	0.30	5.75	0.05
3	8.00	7.00	1.70	1,100	0.33	8.15	0.12
4	8.00	7.00	1.70	3,600	0.45	10.25	0.02
5	8.00	7.00	1.70	7,500	0.30	12.05	0.32

SUMA	15 cm > 1.09 cm
-------------	---------------------------

Tabla 6.4 Asentamientos elásticos inmediatos al centro de la zapata en el área sureste a partir de la fórmula de Steinbrenner

Haciendo una comparativa, podemos observar en la Tabla 6.3, que el asentamiento elástico al centro de la zapata (δ_c) es menor al asentamiento permisible que marca el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, cuyo valor es de 15 cm.

Lo que significa que la cimentación de ancho $B = 1.70$ m, cumple con el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán.

A continuación se evaluarán y compararán los límites de las deformaciones diferenciales en la propia estructura, contra el permisible que marca el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán.

El valor de la relación es equivalente a 0.002 para estructuras resueltas a base de muros de carga de tabique rojo recocido.

La relación se define como:

$$L = \delta_c / l$$

De donde:

L = Límite de la relación

δ_c = Asentamiento diferencial al centro de la zapata

l = Longitud de la zapata

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

$$L = \frac{1.09 \text{ cm}}{700 \text{ cm}}$$

$$L = 0.002$$

Como se puede observar, el cálculo de la relación arroja un valor de 0.002, que es igual al permisible que marca el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán.

Lo que significa que la cimentación de ancho $B = 1.70 \text{ m}$, cumple con el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán.

6.2.2.1.2 AREA NORTE

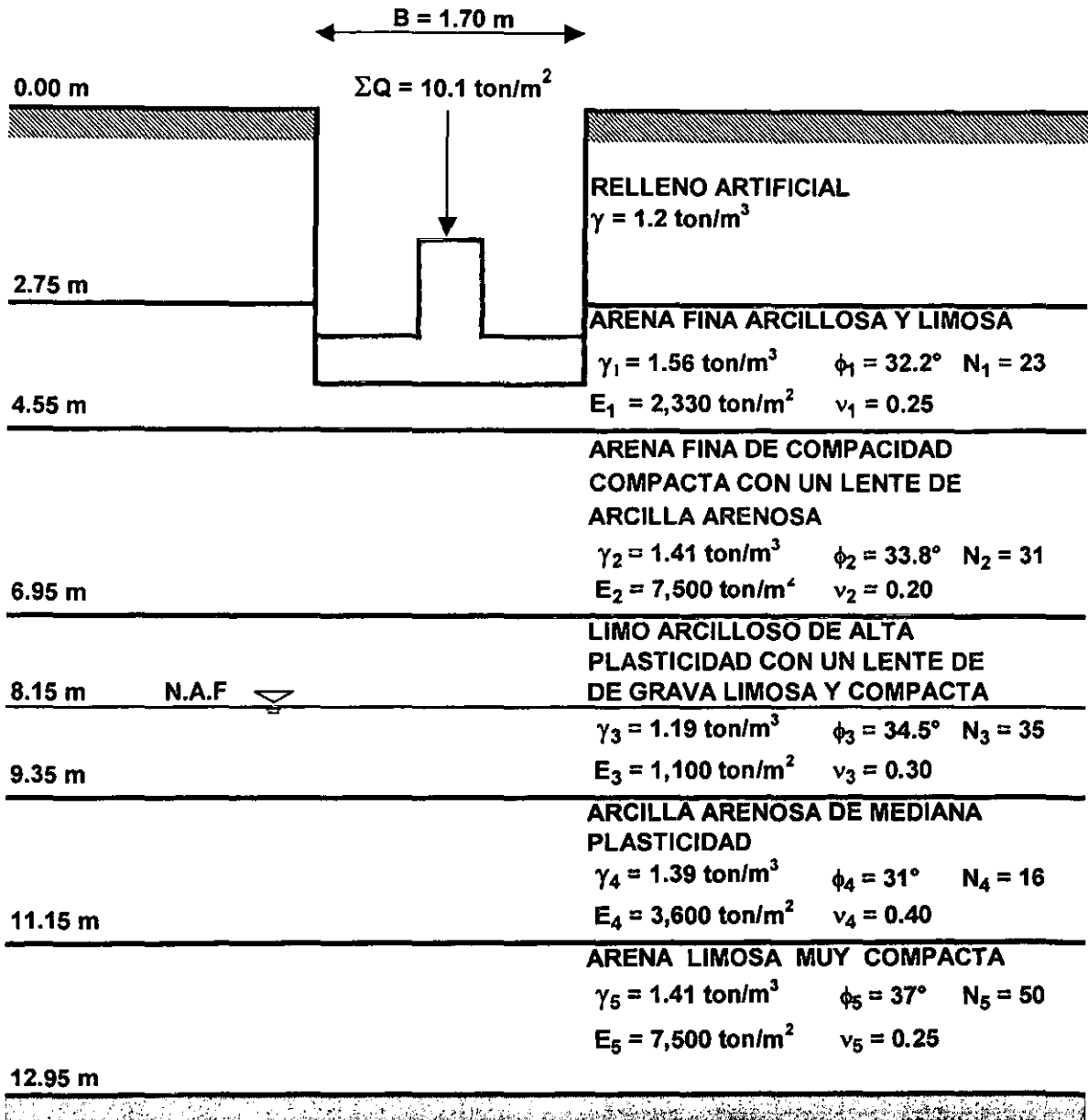
Para evaluar los asentamientos en esta zona, necesitamos los datos correspondientes a las propiedades del subsuelo, características geométricas de la cimentación y descarga que arroja la estructura.

En esta área se realizó el sondeo SPT-1 con la técnica de la penetración estándar. La profundidad de exploración es de 12.95 m.

Para calcular los asentamientos elásticos en esta área, se tomaron en cuenta las propiedades que arroja el perfil estratigráfico de este sondeo.

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

6.2.2.1.2.1 EVALUACION DE ASENTAMIENTOS ELASTICOS INMEDIATOS CON LA CARGA DE DISEÑO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL



CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

CAPA	Q_u (ton/m²)	L (m)	B (m)	E (ton/m²)	ν	Z (m)	δ_{centro} (cm)
1	10.10	7.55	1.70	2,330	0.25	4.10	0.85
2	10.10	7.55	1.70	7,500	0.30	5.75	0.03
3	10.10	7.55	1.70	1,100	0.33	8.15	0.16
4	10.10	7.55	1.70	3,600	0.45	10.25	0.03
5	10.10	7.55	1.70	7,500	0.30	12.05	0.40

SUMA	15 cm > 1.47 cm
-------------	---------------------------

Tabla 6.5 Asentamientos elásticos inmediatos al centro de la zapata en el área norte a partir de la fórmula de Steinbrenner

Haciendo una comparativa, podemos observar en la Tabla 6.4, que el asentamiento elástico al centro de la zapata (δ_c) es menor al asentamiento permisible que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, cuyo valor es de 15 cm.

Lo que significa que la cimentación de ancho $B = 1.70$ m, cumple con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

A continuación se evaluarán y compararán los límites de las deformaciones diferenciales en la propia estructura, contra el permisible que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones

El valor de la relación es equivalente a 0.002 para estructuras resueltas a base de muros de carga de tabique rojo recocido.

La relación se define como: $L = \delta_c / i$

De donde:

L = Límite de la relación

δ_c = Asentamiento diferencial al centro de la zapata

i = Longitud de la zapata

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

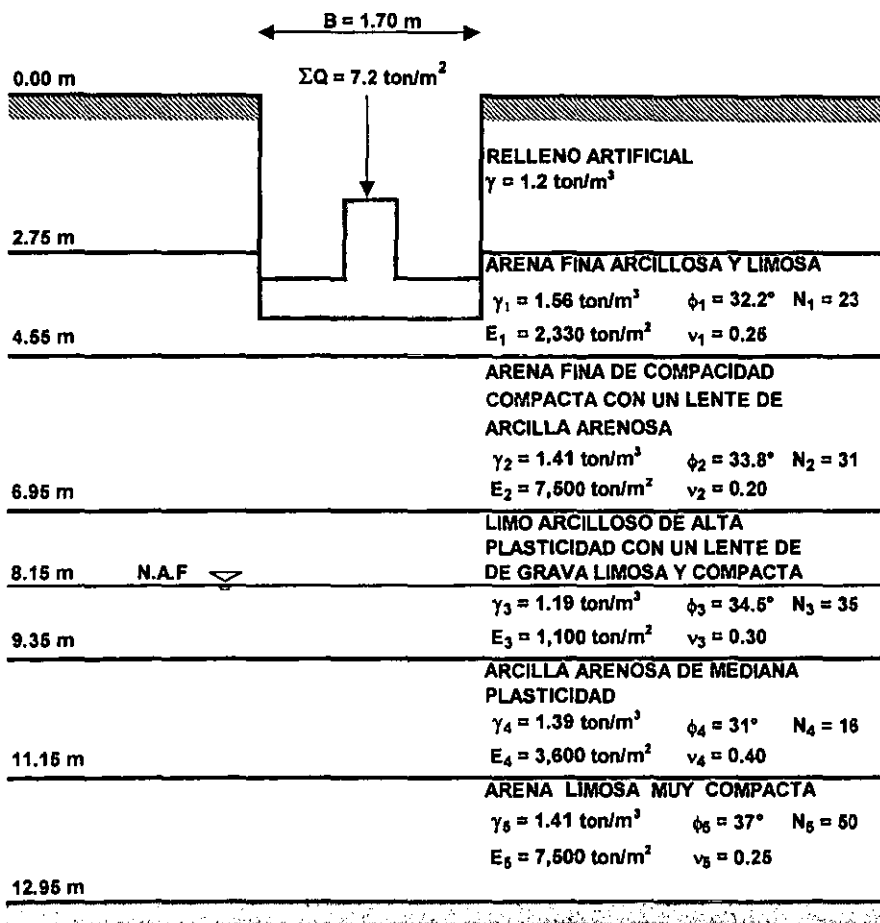
$$L = \frac{1.47 \text{ cm}}{700 \text{ cm}}$$

$$L = 0.002$$

Como se puede observar, el cálculo de la relación arroja un valor de 0.002, que es igual al permisible que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, a través de sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Lo que significa que la cimentación de ancho $B = 1.70 \text{ m}$, cumple con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

6.2.2.1.2.2 EVALUACION DE ASENTAMIENTOS ELASTICOS INMEDIATOS CON LA CARGA DE DISEÑO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL ESTADO DE MICHOACAN



CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

CAPA	ω_s (ton/m²)	L (m)	B (m)	E (ton/m²)	ν	Z (m)	δ_{centro} (cm)
1	7.20	7.00	1.70	2,330	0.25	3.10	0.52
2	7.20	7.00	1.70	7,500	0.30	5.75	0.05
3	7.20	7.00	1.70	1,100	0.33	8.15	0.11
4	7.20	7.00	1.70	3,600	0.45	10.25	0.02
5	7.20	7.00	1.70	7,500	0.30	12.05	0.28

SUMA	15 cm > 0.98 cm
-------------	---------------------------

Tabla 6.6 Asentamientos elásticos inmediatos al centro de la zapata en el área norte a partir de la fórmula de Steinbrenner

Haciendo una comparativa, podemos observar en la Tabla 6.3, que el asentamiento elástico al centro de la zapata (δ_c) es menor al asentamiento permisible que marca el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, cuyo valor es de 15 cm.

Lo que significa que la cimentación de ancho $B = 1.70$ m, cumple con el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán.

A continuación se evaluarán y compararán los límites de las deformaciones diferenciales en la propia estructura, contra el permisible que marca el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán.

El valor de la relación es equivalente a 0.002 para estructuras resueltas a base de muros de carga de tabique rojo recocido.

La relación se define como: $L = \delta_c / l$

De donde:

L = Límite de la relación

δ_c = Asentamiento diferencial al centro de la zapata

l = Longitud de la zapata

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

$$L = \frac{0.98 \text{ cm}}{700 \text{ cm}}$$

$$L = 0.001$$

Como se puede observar, el cálculo de la relación arroja un valor de 0.001, que es menor al permisible que marca el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, que es de 0.002.

Lo que significa que la cimentación de ancho $B = 1.70 \text{ m}$, cumple con el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán.

6.2.2.1.3 COMPARATIVA DE ASENTAMIENTOS ELASTICOS INMEDIATOS

AREA	REGLAMENTO	Df (m)	ω (ton/m²)	δ_{calc} (cm)	δ_{perm} (cm)	L_{calc}	L_{perm}
Sureste	R.C.D.F.	1.65	11.20	1.53	15.00	0.002	0.002
	R.C.E.M		8.00	1.09	15.00	0.002	0.002
Norte	R.C.D.F.	3.65	10.10	1.47	15.00	0.002	0.002
	R.C.E.M		7.20	0.98	15.00	0.001	0.002

Tabla 6.7 Cuadro comparativo de movimientos verticales y deformaciones originados en la cimentación

Como se puede observar en la Tabla 6.7, los asentamientos elásticos totales están en un rango de 0.98 a 1.53 cm.

Estos asentamientos son menores al permisible que marcan los reglamentos, cuyo valor es de 15 cm.

Por otro lado, el rango de valores de la relación asentamiento diferencial – claro, anda de 0.001 a 0.002. Estos valores están dentro de lo permisible, cuyo valor es de 0.002.

Lo que significa que la cimentación de ancho $B = 1.70 \text{ m}$, cumple con ambos Reglamentos.

Por lo tanto, se concluye que el diseño de la cimentación pasa la revisión geotécnica ante estado límite de servicio.

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

6.3 REVISION ESTRUCTURAL

6.3.1 ESTADO LIMITE DE FALLA

La revisión estructural de la cimentación ante estado límite de falla, se fundamenta en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, a través de las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto.

La carga última se considera carga de diseño. Esta carga menos el peso de la plantilla de concreto sobre y de la zapata, constituye lo que se denomina incremento neto de carga.

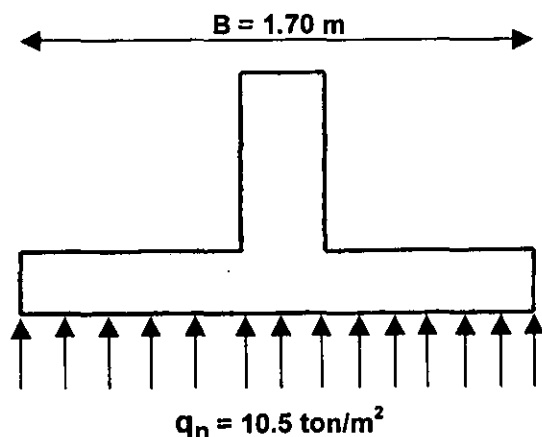
Si con carga última pasa la revisión estructural; es lógico pensar que con carga de servicio ocurra lo mismo.

Por esta razón, se hace la revisión con la carga última que maneja el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Este mecanismo consiste en revisar las alas de la zapata corrida por los siguientes conceptos:

- Cortante.
- Flexión.
- Temperatura.

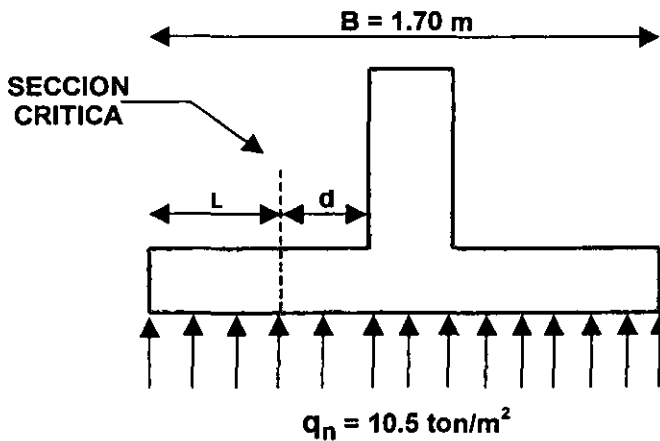
6.3.1.1 AREA SURESTE



6.3.1.1.1 CORTANTE

En una zona cercana al paño del muro que llega a la zapata, se puede presentar una falla por cortante o tensión diagonal, ocasionada esta a su vez por un esfuerzo cortante.

Esta revisión se lleva a cabo verificando que la fuerza cortante última en la sección crítica, situada a una distancia equivalente a un peralte efectivo a partir del paño del muro, sea menor que la fuerza cortante resistente.



CALCULO DEL PERALTE EFECTIVO

Considerando varilla # 4:

$$d = h - rec - \phi/2$$

$$d = 20 - 3 - 1.27/2$$

$$d = 16.4 \text{ cm}$$

CALCULO DEL INCREMENTO NETO DE PRESION

$$q_n = \omega_u - W_{zapata} - W_{plantilla}$$

$$q_n = 11.20 - 0.2 (2.40) - 0.05 (2.20)$$

$$q_n = 10.5 \text{ ton/m}^2$$

**CALCULO DEL MOMENTO
EN LA SECCION CRITICA**

$$M = \frac{1}{2} q_n L^2$$

$$M = \frac{1}{2} (10.5) (0.586)^2$$

$$M = 1.80 \text{ ton-m}$$

**CALCULO DEL CORTANTE
EN LA SECCION CRITICA**

$$V = q_n L$$

$$V = 10.5 (0.586)$$

$$V = 6.15 \text{ ton}$$

$$V = 6,150 \text{ kg}$$

APLICABILIDAD DE LA EXPRESION

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d (f^*c)^{1/2}$$

$$b \geq 4 d \text{ (Condición 1)}$$

$$1.70 \geq 4 (0.164)$$

$$1.70 \geq 0.66 \text{ Cumple.}$$

$$\frac{M}{Vd} \leq 2 \text{ (Condición 2)}$$

$$\frac{1.8}{1.01} \leq 2$$

$$1.80 \leq 2 \text{ Cumple.}$$

CALCULO DEL CORTANTE RESISTENTE

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d (f^*c)^{1/2}$$

$$V_{CR} = 0.5 (0.8) (100) (16.4) (200)^{1/2}$$

$$V_{CR} = 9,280 \text{ kg}$$

CALCULO DEL CORTANTE ULTIMO

$$V_{CU} = F.C(V)$$

$$V_{CU} = 1.4 (6,150)$$

$$V_{CU} = 8,610 \text{ kg}$$

$$V_{CU} < V_{CR}$$

$$8,610 \text{ kg} < 9,280 \text{ kg}$$

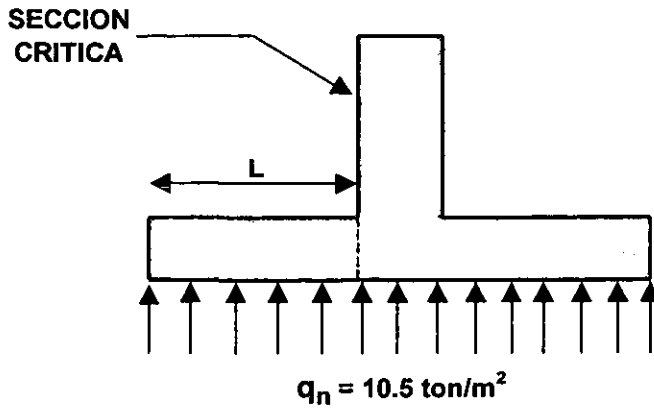
Como se puede observar, el cortante resistente que toma el concreto (V_{CR}), es mayor que el cortante ultimo (V_{CU}). Lo que significa que la cimentación de ancho $B = 1.70 \text{ m}$, es estable.

Por lo tanto, se concluye que el diseño de la cimentación pasa la revisión estructural por cortante, ante estado límite de falla.

6.3.1.1.2 FLEXION

Se plantea la sección crítica situada en el paño del muro y se determina el acero principal por flexión, a través del momento flexionante último; calculando la separación de las varillas transversales.

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION



CALCULO DEL PORCENTAJE DE ACERO MINIMO

$$P_{\min} = 0.7 (f'c)^{1/2} / f_y$$

$$P_{\min} = 0.7 (250)^{1/2} / 4200$$

$$P_{\min} = 0.003$$

CALCULO DEL PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$P_b = \left[\frac{f'c}{f_y} \right] \left[\frac{4800}{f_y + 6000} \right]$$

$$P_b = \left[\frac{170}{4200} \right] \left[\frac{4800}{10200} \right]$$

$$P_b = 0.019$$

**CALCULO DEL PORCENTAJE
DE ACERO MAXIMO**

$$P_{\max} = 0.75 P_b$$

$$P_{\max} = 0.75 (0.019)$$

$$P_{\max} = 0.0143$$

**CALCULO DEL MOMENTO
FLEXIONANTE ULTIMO**

$$M = \frac{1}{2} q_n L^2$$

$$M = \frac{1}{2} (10.5) (0.75)^2$$

$$M = 2.95 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 1.4 M$$

$$M_u = 1.4 (2.95)$$

$$M_u = 4.13 \text{ ton-m}$$

**CALCULO DEL INDICE DE
REFUERZO**

$$q = 1 - [(1) - (2 M_u / F_R b d^2 f''c)]^{1/2}$$

$$q = 1 - [(1) - (8.26 / 0.9 * 100 * 16.4^2 * 170 * 10^{-5})]^{1/2}$$

$$q = 0.106$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

CALCULO DEL PORCENTAJE DE ACERO EXISTENTE

$$P_{EX} = \rho \frac{f'_c}{f_y}$$

$$P_{EX} = 0.106 * \frac{170}{4200}$$

$$P_{EX} = 0.0043$$

CALCULO DEL ACERO TRANSVERSAL

$$A_s = (P_{EX})(b)(d)$$

$$A_s = (0.0043)(100)(16.4)$$

$$A_{s_{calc}} = 7.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{calc}}: 7.05 \text{ cm}^2 < A_{s_{dis}}: 8.5 \text{ cm}^2$$

El acero calculado $A_{s_{calc}} = 7.05 \text{ cm}^2$ es menor que el acero de diseño, cuyo valor es $A_{s_{dis}} = 8.5 \text{ cm}^2$

CALCULO DE LA SEPARACION DEL ACERO TRANSVERSAL

Considerando varillas del # 4:

$$S = \frac{a_s * b}{A_s}$$

$$S = \frac{(1.27)(100)}{7.05}$$

$$S = 18 \text{ cm}$$

ajustando la separación al inmediato inferior múltiplo de 5 tenemos:

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

$$S_{cale} = 15 \text{ cm}$$

$$S_{calc}: 15 \text{ cm} = S_{dis}: 15 \text{ cm}$$

La separación calculada $S_{calc} = 15 \text{ cm}$, coincide con la de diseño, cuyo valor es $S_{dis} = 15 \text{ cm}$.

Por lo tanto, el diseño de la cimentación pasa la revisión estructural por flexión, ante estado límite de falla.

6.3.1.1.3 TEMPERATURA

Por sencillez, para calcular el refuerzo longitudinal por cambios volumétricos, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, junto con las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto, considera una cuantía mínima equivalente al 0.3 por ciento.

CALCULO DEL ACERO LONGITUDINAL

$$A_s = (P_{MIN})(b)(d)$$

$$A_s = (0.003)(170)(16.4)$$

$$A_{scale} = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{scale}: 8.4 \text{ cm}^2 < A_{dis}: 14.4 \text{ cm}^2$$

El acero calculado $A_{scale} = 8.4 \text{ cm}^2$ es menor que el acero de diseño, cuyo valor es $A_{dis} = 14.4 \text{ cm}^2$

CALCULO DE LA SEPARACION DEL ACERO LONGITUDINAL

Considerando varillas del # 4:

$$S = \frac{a_s * b}{A_s}$$

$$S = \frac{(1.27)(170)}{8.4}$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

$$S_{calc} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{calc} = 25 \text{ cm} > S_{dis} = 15 \text{ cm}$$

La separación calculada $S_{calc} = 25 \text{ cm}$, es mayor a la separación de diseño, cuyo valor es $S_{dis} = 15 \text{ cm}$. Lo que significa, que el ancho de la cimentación es estable.

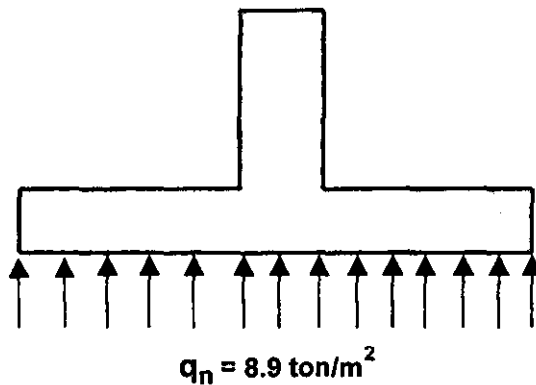
Por lo tanto, el diseño de la cimentación pasa la revisión estructural por temperatura, ante estado límite de falla.

6.3.1.1.4 COMPARATIVA DE FUERZAS CORTANTES Y ACEROS POR FLEXION Y TEMPERATURA

CORTANTE		FLEXION				TEMPERATURA			
V_u	V_{cr}	As_{calc}	As_{dis}	S_{calc}	S_{dis}	As_{calc}	As_{dis}	S_{calc}	S_{dis}
(kg)	(kg)	(cm ²)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(cm ²)	(cm)	(cm)
8,610	9,280	7.1	8.5	15.0	15.0	8.4	14.4	25.0	15.0

Tabla 6.8 Cuadro comparativo de fuerzas cortantes y aceros por flexión y temperatura en el área sureste

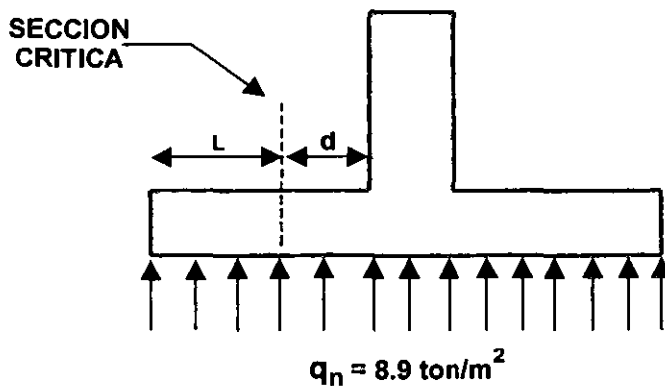
6.3.1.2 AREA NORTE



6.3.1.2.1 CORTANTE

En una zona cercana al paño del muro que llega a la zapata, se puede presentar una falla por cortante o tensión diagonal, ocasionada esta a su vez por un esfuerzo cortante.

Esta revisión se lleva a cabo verificando que la fuerza cortante última en la sección crítica, situada a una distancia equivalente a un peralte efectivo a partir del paño del muro, sea menor que la fuerza cortante resistente.



CALCULO DEL PERALTE EFECTIVO

Considerando varilla # 4:

$$d = h - \text{rec} - \phi/2$$

$$d = 20 - 3 - 1.27/2$$

$$d = 16.4 \text{ cm}$$

CALCULO DEL INCREMENTO NETO DE PRESION

$$q_n = \omega_u - W_{\text{zapata}} - W_{\text{plantilla}}$$

$$q_n = 10.1 - 2.4 (0.20) - 2.2 (0.05)$$

$$q_n = 8.9 \text{ ton/m}^2$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

CALCULO DEL MOMENTO EN LA SECCION CRITICA

$$M = \frac{1}{2} q_n L^2$$

$$M = \frac{1}{2} (8.9) (0.586)^2$$

$$M = 1.53 \text{ ton-m}$$

CALCULO DEL CORTANTE EN LA SECCION CRITICA

$$V = q_n L$$

$$V = 8.9 (0.586)$$

$$V = 5.22 \text{ Ton}$$

$$V = 5,220 \text{ Kg}$$

APLICABILIDAD DE LA EXPRESION

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d (f^*c)^{1/2}$$

$$b >= 4 d \text{ (Condición 1)}$$

$$1.70 >= 4 (0.164)$$

$$1.70 >= 0.66 \text{ Cumple.}$$

$$\frac{M}{Vd} <= 2 \text{ (Condición 2)}$$

$$\frac{1.53}{0.86} <= 2$$

$$1.78 <= 2 \text{ Cumple.}$$

**CALCULO DEL CORTANTE
RESISTENTE**

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d (f^*c)^{1/2}$$

$$V_{CR} = 0.5 (0.8) (100) (16.4) (200)^{1/2}$$

$$V_{CR} = 9,280 \text{ Kg}$$

CALCULO DEL CORTANTE ULTIMO

$$V_{CU} = F.C(V)$$

$$V_{CU} = 1.4 (5,220)$$

$$V_{CU} = 7,310 \text{ Kg}$$

$$V_{CU} < V_{CR}$$

$$7,310 \text{ Kg} < 9,280 \text{ Kg}$$

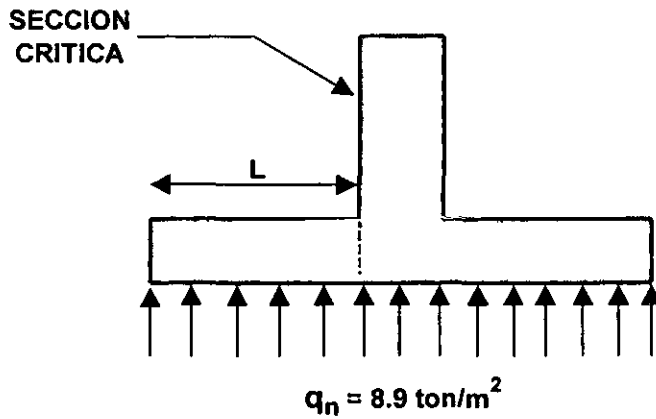
Como se puede observar, el cortante resistente que toma el concreto (V_{CR}), es mayor que el cortante ultimo (V_{CU}). Lo que significa que la cimentación de ancho $B = 1.70$ m, es estable.

Por lo tanto, se concluye que el diseño de la cimentación pasa la revisión estructural por cortante, ante estado límite de falla.

6.3.1.2.2 FLEXION

Se plantea la sección crítica situada en el paño del muro y se determina el acero principal por flexión, a través del momento flexionante último; calculando la separación de las varillas transversales.

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION



CALCULO DEL PORCENTAJE DE ACERO MINIMO

$$P_{\min} = 0.7 (f'c)^{1/2} / f_y$$

$$P_{\min} = 0.7 (250)^{1/2} / 4200$$

$$P_{\min} = 0.003$$

CALCULO DEL PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$P_b = \left[\frac{f'c}{f_y} \right] \left[\frac{4800}{f_y + 6000} \right]$$

$$P_b = \left[\frac{170}{4200} \right] \left[\frac{4800}{10200} \right]$$

$$P_b = 0.019$$

**CALCULO DEL PORCENTAJE
DE ACERO MAXIMO**

$$P_{\max} = 0.75 P_b$$

$$P_{\max} = 0.75 (0.019)$$

$$P_{\max} = 0.0143$$

**CALCULO DEL MOMENTO
FLEXIONANTE ULTIMO**

$$M = \frac{1}{2} q_n L^2$$

$$M = \frac{1}{2} (8.9) (0.75)^2$$

$$M = 2.5 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 1.4 M$$

$$M_u = 1.4 (2.5)$$

$$M_u = 3.5 \text{ ton-m}$$

**CALCULO DEL INDICE DE
REFUERZO**

$$q = 1 - [(1) - (2 M_u / F_R b d^2 f''c)]^{1/2}$$

$$q = 1 - [(1) - (7 / 0.9 * 100 * 16.4^2 * 170 * 10^{-5})]^{1/2}$$

$$q = 0.100$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

CALCULO DEL PORCENTAJE DE ACERO EXISTENTE

$$P_{EX} = \rho \frac{f'_c}{f_y}$$

$$P_{EX} = 0.100 * \frac{170}{4200}$$

$$P_{EX} = 0.0040$$

CALCULO DEL ACERO TRANSVERSAL

$$A_s = (P_{EX})(b)(d)$$

$$A_s = (0.0040)(100)(16.4)$$

$$A_{s_{calc}} = 6.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{calc}}: 6.60 \text{ cm}^2 < A_{s_{dis}}: 8.5 \text{ cm}^2$$

El acero calculado $A_{s_{calc}} = 6.60 \text{ cm}^2$ es menor que el acero de diseño, cuyo valor es $A_{s_{dis}} = 8.5 \text{ cm}^2$

CALCULO DE LA SEPARACION DEL ACERO TRANSVERSAL

Considerando varillas del # 4:

$$S = \frac{A_s * b}{A_s}$$

$$S = \frac{(1.27)(100)}{6.60}$$

$$S = 19 \text{ cm}$$

ajustando la separación al inmediato inferior múltiplo de 5 tenemos:

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

$$S_{\text{calc}} = 15 \text{ cm}$$

$$S_{\text{calc}} : 15 \text{ cm} = S_{\text{dis}} : 15 \text{ cm}$$

La separación calculada $S_{\text{calc}} = 15 \text{ cm}$ coincide con la de diseño, cuyo valor es $S_{\text{dis}} = 15 \text{ cm}$.

Por lo tanto, el diseño de la cimentación pasa la revisión estructural por flexión, ante estado límite de falla.

6.3.1.2.3 TEMPERATURA

Por sencillez, para calcular el refuerzo longitudinal por cambios volumétricos, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, junto con las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto, considera una cuantía mínima equivalente al 0.3 por ciento.

CALCULO DEL ACERO LONGITUDINAL

$$A_s = (P_{\text{MDN}})(b)(d)$$

$$A_s = (0.003)(170)(16.4)$$

$$A_{s_{\text{calc}}} = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{calc}}} : 8.4 \text{ cm}^2 < A_{s_{\text{dis}}} : 14.4 \text{ cm}^2$$

El acero calculado $A_{s_{\text{calc}}} = 8.4 \text{ cm}^2$ es menor que el acero de diseño, cuyo valor es $A_{s_{\text{dis}}} = 14.4 \text{ cm}^2$

CALCULO DE LA SEPARACION DEL ACERO LONGITUDINAL

Considerando varillas del # 4:

$$S = \frac{a_s * b}{A_s}$$

$$S = \frac{(1.27)(170)}{8.4}$$

CAPITULO 6 REVISION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACION

$$S_{calc} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{calc} = 25 \text{ cm} > S_{dis} = 15 \text{ cm}$$

La separación calculada $S_{calc} = 25 \text{ cm}$, es mayor a la separación de diseño, cuyo valor es $S_{dis} = 15 \text{ cm}$. Lo que significa, que el ancho de la cimentación es estable.

Por lo tanto, el diseño de la cimentación pasa la revisión estructural por temperatura, ante estado límite de falla.

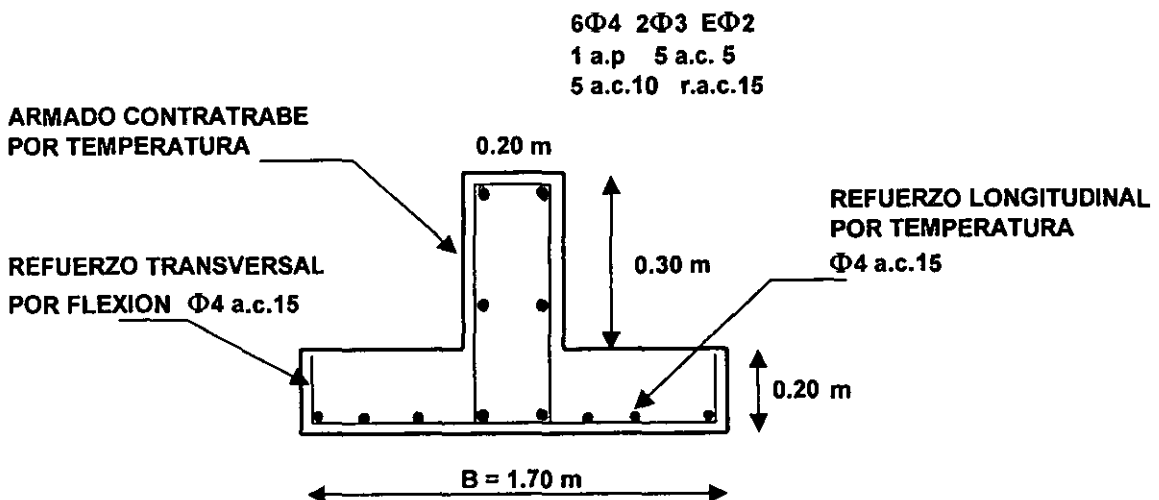
6.3.1.2.4 COMPARATIVA DE FUERZAS CORTANTES Y ACEROS POR FLEXION Y TEMPERATURA

CORTANTE		FLEXION				TEMPERATURA			
V_u	V_{cr}	A_{scalc}	A_{sdis}	S_{calc}	S_{dis}	A_{scalc}	A_{sdis}	S_{calc}	S_{dis}
(kg)	(kg)	(cm ²)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(cm ²)	(cm)	(cm)
7,310	9,280	6.6	8.5	15.0	15.0	8.4	14.4	25.0	15.0

Tabla 6.9 Cuadro comparativo de fuerzas cortantes y aceros por flexión y temperatura en el área norte

6.3.1.3 CROQUIS DE ARMADO

A continuación se detalla en la siguiente zapata el armado de diseño, por flexión y temperatura. Además, del armado por temperatura de la contratrabe.



CONCLUSIONES

El Ingeniero Civil debe construir obras de acuerdo a las necesidades de la población, pero debe realizarlos cumpliendo con los requerimientos mínimos.

Una obra debe ser segura, funcional y además ser económica.

Realizar un Estudio de Mecánica de Suelos hasta la etapa de excavación de una obra, es una falta muy grave de ética profesional. Tal como sucedió en esta obra del edificio habitacional de tres niveles.

Realizar Estudios de Mecánica de Suelos de manera correcta, es llevar a cabo estas actividades:

- Realizarlo antes de la construcción de la obra.
- Una exploración geotécnica correcta, utilizando equipo de exploración adecuado dependiendo del tipo de suelo a explorar en cada sondeo.
- Pruebas de laboratorio reales.
- Análisis de ingeniería, utilizando los criterios adecuados para llevar a cabo las recomendaciones del tipo de cimentación y proceso constructivo.

En algunas dependencias del gobierno que realizan obras, no se llevan a cabo Estudios de Mecánica de Suelos, por que simplemente no están considerados en la obra.

No es hasta que se tienen problemas en la obra en torno al suelo de apoyo, que se llevan a cabo estos estudios geotécnicos. Lamentablemente, esta forma de pensar está muy arraigada en algunas dependencias.

Una consecuencia de este tipo de actitud, es el atraso de tiempo durante una obra. Tiempo adicional que no esta considerado en la construcción, debido a que se tiene una fecha de entrega del mismo.

La cimentación del edificio de tres niveles no se realizó con base en condiciones reales del suelo de apoyo, puesto que no se diseñó con recomendaciones emanadas de un Estudio de Mecánica de Suelos.

Al momento de llevar a cabo la revisión geotécnica ante estado limite de falla, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal es más rígido, legalmente hablando, que el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán.

Esto se debe a que el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal maneja dos factores:

uno de carga y otro de resistencia. Estos factores dan un factor de seguridad equivalente de 4.

CONCLUSIONES

Mientras que el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, utiliza un factor de seguridad de 3.

Es por esta situación, que al momento de hacer la revisión geotécnica del diseño de la cimentación, el ancho calculado con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal es mayor, que el obtenido con el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán.

Con base en cálculos realizados, se llega a la conclusión de que el ancho de diseño de las zapatas corridas ($B = 1.70 \text{ m}$) es excesivo. El ancho oscila en un intervalo de 0.65 a 1.20 m, en función del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán o del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

BIBLIOGRAFIA

H. AYUNTAMIENTO DE LAZARO CARDENAS

"El Municipio de Lázaro Cárdenas"

Expo Feria 99 Organo Oficial de las Fiestas de Marzo

Lázaro Cárdenas, Michoacán.

Marzo 1999, pp. 4-5

H. AYUNTAMIENTO DE LAZARO CARDENAS

"La Ciudad, El Puerto y..."

Expo Feria 99 Organo Oficial de las Fiestas de Marzo

Lázaro Cárdenas, Michoacán.

Marzo 1999, pp. 22

GOBIERNO DEL ESTADO DE MICHOACAN

"Proyectos Detonadores Específicos"

Programa de Desarrollo Integral de Lázaro Cárdenas, Mich.

Lázaro Cárdenas, Michoacán.

Enero 1999, pp. 18-19

ARNAL SIMON, Luis y BETANCOURT SUAREZ, Max

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

2a Edición. México, D.F.

Editorial Trillas. 1996.

pp. 736

GOBIERNO DEL ESTADO DE MICHOACAN

Reglamento de Construcciones para el Estado de Michoacán

3a Edición. Morelia, Michoacán.

SCOP. 1990.

pp. 645

ARNAL SIMON, Luis y BETANCOURT SUAREZ, Max

Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de

Construcciones para el Distrito Federal

2a Edición. México, D.F.

Editorial Trillas. 1996.

pp. 736

LEYES Y CODIGOS DE MEXICO

Ley de Adquisiciones y Obras Públicas

39a Edición. México, D.F.

Editorial Porrúa. 1999.

pp. 37

LEYES Y CODIGOS DE MEXICO

Reglamento de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas

39a Edición. México, D.F.

Editorial Porrúa. 1999.

pp. 25

SECRETARIA DE ESTADO

Construcción de 12 Viviendas en Lázaro Cárdenas, Michoacán

México, DF

Abril, 1999.

PEP INGENIERIA DE SUELOS

**Estudio de Mecánica de Suelos de un Edificio Habitacional de
12 Viviendas en Lázaro Cárdenas, Michoacán**

México, DF

Mayo, 1999

GALLO ORTIZ, Gabriel y ESPINO MARQUEZ, Luis

Diseño Estructural de Casas Habitación

1a Edición. México, D.F.

Editorial Mc Graw Hill. 1997.

pp. 201

HERNANDEZ ROMERO, Reginaldo José.

Curso de Comportamiento de los Suelos

Facultad de Ingeniería

Agosto, 1995

HERNANDEZ ROMERO, Reginaldo José.

Curso de Mecánica de Suelos

Facultad de Ingeniería

Agosto, 1996

HASS MORA, Hugo Sergio
Curso de Cimentaciones
Facultad de Ingeniería
Agosto, 1997

DEMENEGUI COLINA, Agustín
Curso de Cimentaciones
Facultad de Ingeniería
Julio, 1991

JUAREZ BADILLO, Eulalio
Fundamentos de la Mecánica de Suelos
3a Edición. México, D.F.
Editorial Limusa. 1999.
Tomo I.
pp. 185

JUAREZ BADILLO, Eulalio
Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos
3a Edición. México, D.F.
Editorial Limusa. 1999.
Tomo II
pp. 175

FLETCHER A, Gordon
**Estudios de Suelos y Cimentaciones en la Industria de la
Construcción**
1a Edición. México, D.F.
Editorial Limusa. 1978.
pp. 156

WHITLOW, Roy
Fundamentos de la Mecánica de Suelos
2a Edición. México, D.F.
Editorial C.E.C.S.A. 1998.
pp. 195