



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO - ESTRUCTURAL DE UNA
CIMENTACIÓN PARA UN EDIFICIO DE 4 NIVELES Y SEMISOTANO,
UBICADO EN LA CIUDAD DE MÉXICO.**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

P R E S E N T A :

ING. GLORIA MENESES DE ANDA

DIRECTOR DE TESINA: M. EN I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

CIUDAD UNIVERSITARIA, CIUDAD DE MÉXICO,

JUNIO 2017

ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO - ESTRUCTURAL DE UNA CIMENTACIÓN PARA UN EDIFICIO DE 4 NIVELES Y SEMISOTANO, UBICADO EN LA CIUDAD DE MÉXICO.

CONTENIDO

I.	I.INTRODUCCIÓN	1
	1.1 OBJETIVOS	1
	1.2 ANTECEDENTES	1
	1.3 DESCRIPCIÓN DEL INMUEBLE	3
	1.4 LOCALIZACIÓN DEL SITIO.....	5
II.	ESTUDIOS DEL SUBSUELO.....	7
	2.1 TRABAJOS DE CAMPO.....	7
	2.2 PRUEBAS DE LABORATORIO	8
	2.3 ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES	8
	2.4 CONDICIONES HIDRÁULICAS	9
	2.5 PROPIEDADES MECÁNICAS.....	9
	2.6 PERFIL ESTRATIGRAFICO Y MODELO GEOTÉCNICO.....	10
III.	DISEÑO GEOTÉCNICO	11
	3.1 TIPO DE CIMENTACIÓN.....	11
	3.2 ANÁLISIS DE LA COMPENSACIÓN	11
	3.3 REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN.....	12
	3.4 VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN	15
	3.5 COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN.....	16
	3.6 INTERACCIÓN ESTÁTICA	18
IV.	DISEÑO SISMICO	25
	4.1 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL SUELO	25
	4.2 ESPECTRO PARA DISEÑO SÍSMICO.....	27
	4.3 INTERACCIÓN SÍSMICA	28
V.	DISEÑO ESTRUCTURAL	31
	5.1 DETERMINACIÓN DEL REFUERZO EN DIAFRAGMAS.....	31
VI.	CONCLUSIONES	33
	APÉNDICE A.	34
	APÉNDICE B.	40

I. INTRODUCCIÓN

1.1. OBJETIVOS

Objetivo general

La finalidad de este trabajo es mostrar los conocimientos adquiridos en la especialidad de Geotecnia, en la rama de las cimentaciones, de manera que, se analizará el comportamiento de una cimentación (propuesta), de un edificio habitacional, desplantada en un suelo cohesivo.

Objetivos particulares

Estudiar el suelo del sitio donde se llevará a cabo la propuesta de cimentación.

Establecer el modelo geotécnico que permitirá hacer la elección del tipo de cimentación.

Verificar el comportamiento sísmico de la cimentación propuesta.

Realizar una propuesta estructural para los diafragmas que componen la cimentación.

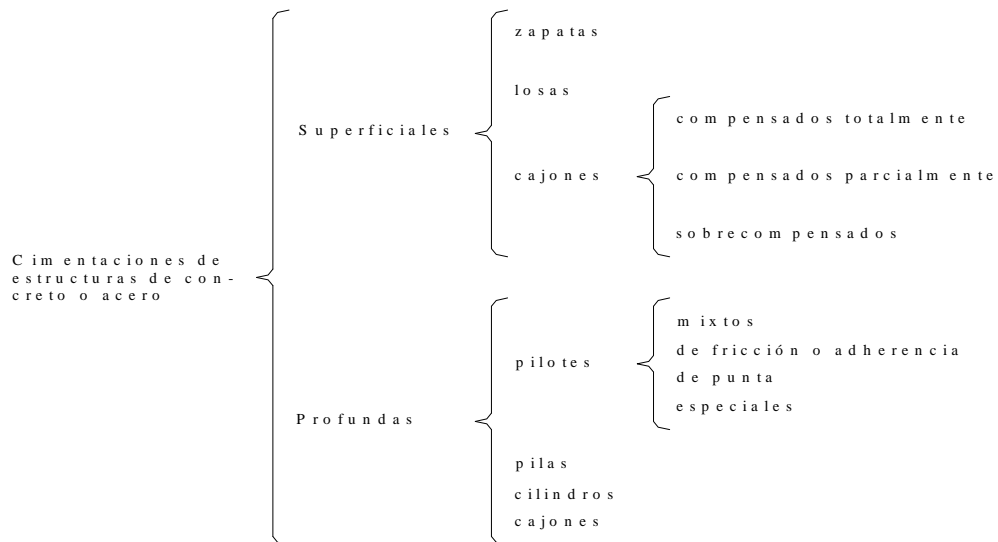
1.2. ANTECEDENTES

Definición de cimentación

Una cimentación se define como aquella parte de una estructura que sirve exclusivamente para transmitir su peso al terreno natural.¹ Profundizando, se conoce como cimentación a la parte de una estructura que le proporciona el apoyo a la misma y tiene la función de transferir las cargas al suelo.

En el siguiente cuadro sinóptico se muestra una clasificación de las cimentaciones.

Clasificación de las cimentaciones Fig 1.1



¹ Terzaghi, K. y Peck R., *Ingeniería de Cimentaciones*, Ateneo, 1976, p154.

Diseño de cimentaciones compensadas

“El principio en que se basan estas cimentaciones es bien sencillo; se trata de desplantar a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura, de manera que al nivel de desplante el suelo, por así decirlo, no sienta la sustitución efectuada, por no llegarle ninguna presión en añadidura a la originalmente existente”².

Estas tienen su razón de ser en suelos de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante, como es el caso de la denominada zona III del Valle de México.³

El objetivo, de este tipo de cimentaciones consiste en sustituir el peso del suelo excavado por el peso de la construcción.

Para este tipo existen las siguientes condiciones:

- A) Si el peso total del suelo excavado es mayor al peso total de la construcción se dice que se trata de una *cimentación sobrecompensada*.
- B) Si el peso total del suelo excavado es igual al peso total de la construcción se tiene una *cimentación compensada*.
- C) Si el peso total del suelo excavado es menor, se trata de una *cimentación semicompensada*.

Requisitos fundamentales que tienen que cumplir las cimentaciones compensadas

Capacidad de transmitir las cargas de la estructura al suelo con un amplio factor de seguridad para tener un comportamiento adecuado durante su vida útil.

Es decir, generar hundimientos totales y diferenciales menores a los especificados por el proyecto o permitidos por la normatividad vigente.⁴

² Juárez Badillo y Rico Rodríguez, *Mecánica de Suelos*, limusa, 2003, p. 422.

³ German López Rincón (2005), *Diseño de cimentaciones compensadas*, Apuntes de clase, Posgrado UNAM, 2005,.

⁴ German López Rincón (2005) “Diseño de cimentaciones compensadas”. Apuntes de clase, Posgrado UNAM, 2005

1.3. DESCRIPCIÓN DEL INMUEBLE

Descripción Arquitectónica del Edificio

La estructura está formada por cinco plantas arquitectónicas: una Planta Baja (PB) que sirve de estacionamiento; cuatro Niveles de Planta (NP) tipo y una Azotea (AZ), como se aprecia en la Fig.2 "Corte longitudinal del edificio".

Se aprecia que las alturas de entrepiso de la PB y de los Niveles Tipo son de 2.90 metros y de 2.70 metros, respectivamente.

El predio cuenta con las siguientes dimensiones; 15.0 m de frente por 30.0 m de fondo.

Características Estructurales del Edificio

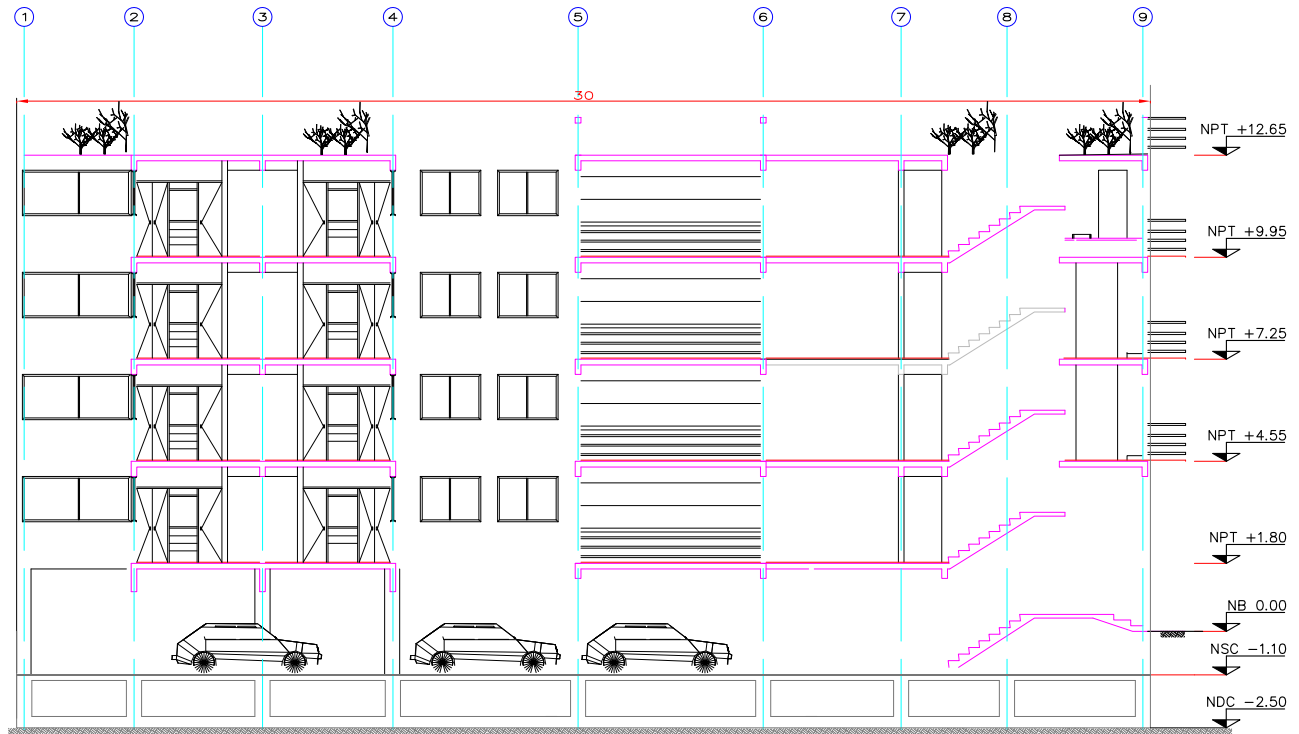
La estructura es de concreto reforzado a base de marcos en ambas direcciones, combinado con muros de carga. La altura total es de 12.65 m, medida desde el nivel del semisótano, con altura de entrepiso de 2.90 m para el semisótano y de 2.70 m para los niveles subsecuentes.

La dimensión de las columnas cuadradas es de 40 x 40 centímetros.

Características Estructurales de la Cimentación

La cimentación es un cajón con diafragmas rígidos en ambas direcciones, en el sentido longitudinal nueve diafragmas y cuatro en el sentido transversal, también está conformado con dos losas: una de fondo con un espesor de 30 centímetros, la losa tapa de 15 centímetros de espesor, los diafragmas tienen una altura de 1.4 metros y ancho de 0.40 centímetros.

En la siguiente figura se muestra el corte longitudinal del edificio.



NOTAS

- NB: NIVEL DE BANQUETA
- NPT: NIVEL DE PISO TERMINADO
- NSC: NIVEL SUPERIOR DE CONCRETO
- NAF: NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS
- NDC: NIVEL DE DESPLANTE DE CIMENTACIÓN

FIG 1.2. CORTE LONGITUDINAL DEL EDIFICIO

1.4. LOCALIZACIÓN DEL SITIO

La edificación se ubica en la Delegación Benito Juárez, centro geográfico de la Ciudad de México. Teniendo como límites: al norte la Delegación Miguel Hidalgo y Cuauhtémoc; al sur Coyoacán; al este Iztapalapa e Iztacalco: y al oeste Álvaro Obregón.

La actual zona delegacional está localizada al suroeste del valle de México y limita al norte con el Anillo Periférico –denominado Presidente Adolfo López Mateos–, y la calle 11 de Abril. La línea continúa hacia el noroeste, y sobre el eje de la mencionada calle 11 de Abril, cruza avenida Revolución y el Puente de la Morena hasta intersectarse con el eje del Viaducto Miguel Alemán.

En su territorio se constituyen 56 colonias, contando con un área total de la Delegación es de 26.62 kilómetros cuadrados⁵.

Ubicación del Edificio

El inmueble se sitúa en la Colonia Portales Oriente. Con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, el edificio en estudio se ubica en la Zona II de transición, donde los depósitos profundos se encuentran a 20 metros o menos, y está constituida por estratos arenosos, además, existe una interstratificación de arcillas y suelos del tipo limo arenoso (Fig.1.3 Zonificación Geotécnica).

Clasificación de la construcción

Siguiendo los postulados del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente (RCDF04), título sexto "De la seguridad estructural", artículo 139, la edificación se clasifica dentro del Grupo "B": que se refiere a "construcciones comunes destinadas a viviendas".⁶

⁵ Ramos Cesar, *Delegación Benito Juárez – Enciclopedia de los Municipios y Delegaciones de México*, Dirección URL: <http://siglo.inafed.gob.mx/enciclopedia/EMM09DF/delegaciones/09014a.html>, [consulta: 3 de febrero de 2017].

⁶ Anónimo, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004*, 6ª Edición, México, Trillas, 2011, p. 118.

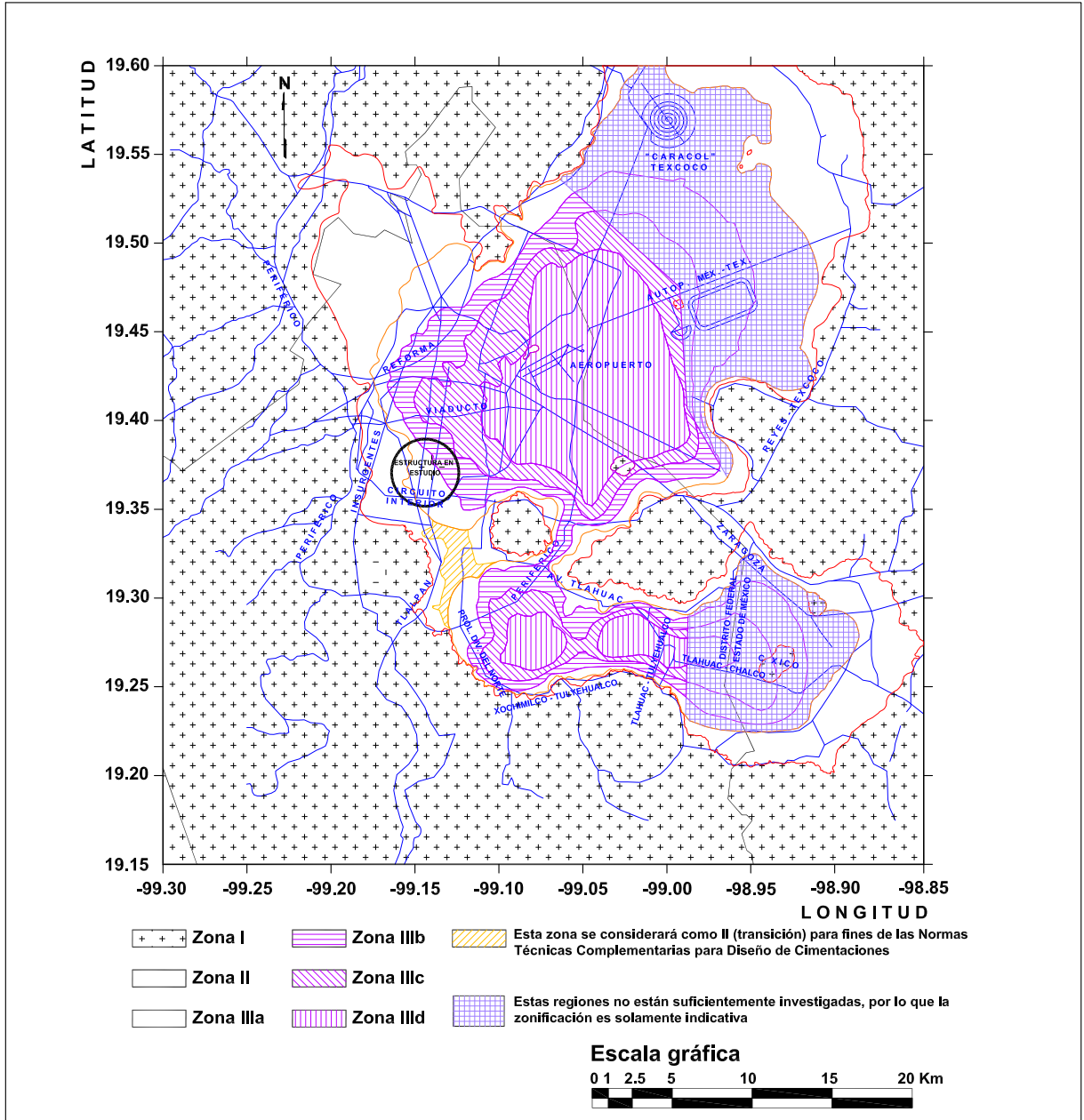


FIG.1.3. ZONIFICACIÓN DEL RCD 2004.

II. ESTUDIO DEL SUBSUELO.

2.1. TRABAJOS DE CAMPO

Se realizó un sondeo mixto, denominado SM-1, a 26.10 metros de profundidad. Para realizar este sondeo, se combinaron herramientas de penetración estándar y muestreos inalterados con tubos Shelby.

Con las herramientas de penetración estándar, se recuperaron muestras alteradas representativas de los diferentes estratos del subsuelo. Asimismo, se midió la resistencia estándar a la penetración, de modo que, con el número de golpes dados se logró penetrar 30 centímetros en el suelo. De ello resulta que, se pueda calcular, empíricamente, la compacidad.

Cuando se dieron 50 golpes al suelo, antes de que penetrara completamente en el muestreador, se suspendió la prueba de penetración. En consecuencia, se completaron los 60 centímetros de la muestra, perforando con broca tricónica.

El muestreo inalterado se llevó a cabo utilizando el muestreador de pared delgada tipo Shelby, de 4 pulgadas de diámetro y de 90 centímetros de longitud, hincado a presión. Mediante este procedimiento se recuperaron muestras inalteradas representativas de los estratos del subsuelo, las que se utilizaron en la ejecución de las pruebas mecánicas.

Después se realizaron las excavaciones e inspecciones de seis pozos a cielo abierto, a estos pozos se les nombró PCA1 a PCA6. Posteriormente, se realizó una inspección, en donde, se observó que las profundidades de excavación son variables, siendo la profundidad media de 1.20 metros. Finalmente, con los datos obtenidos, se determinó la estratigrafía de sus paredes.

Luego, en los pozos PCA1 y PCA2, se realizó una excavación hasta 3 metros de profundidad (fig.2.1), en consecuencia, se recuperaron 7 muestras cúbicas inalteradas (fig.2.2) y muestras alteradas, representativas de los estratos.



Figura 2.1. Excavación en el pozo PCA2



Figura 2.2. Obtención de la muestra cúbica

2.2. PRUEBAS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas del sondeo y de los pozos, se les realizaron las siguientes pruebas índice: clasificación visual, clasificación al tacto (en estado húmedo y seco), contenido natural de agua, límites de consistencia (líquido y plástico) y densidad de sólidos.

Ahora bien, en las muestras inalteradas se realizaron los siguientes estudios:

- Compresión simple.
- Compresión triaxial rápida.
- Consolidación unidimensional.

2.3. ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES

Con la información obtenida del sondeo y de los pozos a cielo abierto, se realizó la siguiente secuencia estratigráfica:

Tabla 1 Características de la estratigrafía.

Profundidad del suelo [m]	Caracterización estratigráfica	W %	γ [ton/m ³]
0 - 0.90	En la superficie del suelo se encontró limo arenoso color café claro.	-	-
0.90 - 3.00	La costra superficial esta constituida principalmente por depósitos de arcilla café oscuro, limo poco arenoso color gris claro cementado con carbonatos, arena media de color gris claro y arena limosa café claro.	50	1.4
3.00 - 9.30	En el primer depósito se tiene limo-arcilloso de color gris verdoso y verde olivo; en los primeros 2.80 m predomina el limo, en los 3.50 m restantes predomina la arcilla, características de un suelo de alta compresibilidad.	*P.S.E 80 *P.I.E 375	1.19
9.30 a 9.40	Estrato de arena fina gris oscuro, el cual sirve como capa drenante en el proceso de consolidación del depósito al que subyace.	-	-
9.40 -12.90	Estrato de arcilla verde olivo de consistencia blanda.	300	1.25
12.90 -13.20	Arena fina negra con restos fósiles.	-	-
13.20 -17.10	Depósito de arcilla limosa verde olivo y gris verdoso de consistencia blanda.	225	1.18
17.10 - 17.30	Capa drenante, constituida por arena fina negra con restos de materia orgánica.	-	-
17.30 -20.30	Depósito compresible de arcilla gris verdoso de consistencia dura, se supone una baja compresibilidad; en la parte inferior del depósito se encontró arcilla color café rojizo, de consistencia blanda, lo cual se justifica con un elevado contenido de agua.	375	-
20.30 -26.20	Capa dura constituida por arenas y limos arenosos, colores gris claro y gris verdoso, en estado muy compacto, el número de golpes alcanzados fue mayores a 50.	50	-

donde

*P.S.E = Parte Superior del Estrato

*P.I.E = Parte Inferior del Estrato

2.4. CONDICIONES HIDRÁULICAS

Por lo que se refiere a las condiciones hidráulicas del subsuelo, durante los trabajos de campo se localizó el nivel freático a 2.95 m de profundidad.

Para conocer las presiones hidráulicas en el subsuelo, se instaló una estación piezométrica con dos piezómetros abiertos (PZ-1 y PZ-2).

El piezómetro PZ-1 se instaló a una profundidad de 26.0 metros, su lectura indica una caída significativa de la presión de poro de la primera capa dura, ya que el nivel se localizó a 16.00 m de profundidad, lo que representa una caída de 13.05 ton/m².

En el piezómetro PZ-2. se instaló a una profundidad de 9.30 metros representativo de la primer capa drenante, muestra una pequeña caída de la presión de poro de 1.35 ton/m².

De acuerdo a lecturas se observa que los depósitos en estudio están sujetos a un proceso de consolidación constante, la cual origina el hundimiento regional; nótese que el abatimiento de la presión de poro de la primera capa dura es el que aporta el mayor porcentaje a dicho hundimiento.

2.5. PROPIEDADES MECÁNICAS

De acuerdo con, el Apéndice A “Propiedades mecánicas del suelo”, se muestran las siguientes propiedades del suelo:

Ley de resistencia

Los depósitos inferiores de la costra superficial, constituidos por limo poco arenoso gris claro cementado con carbonatos, arena media gris claro y arena limosa café claro, presentan una ley de resistencia del tipo: $s = c + \sigma \cdot \tan \phi$

Los resultados de resistencia y compresibilidad, indican que se trata de un suelo de resistencia media y baja compresibilidad, adecuado para soportar las cargas de la estructura del edificio en proyecto.

A partir de la profundidad de 3 metros hasta 20.3 metros se considera un suelo de alta compresibilidad.

Los depósitos más compresibles se encuentran entre 5.80 y 12.90 m, coincidiendo con los contenidos de agua más altos.

2.6. PERFIL ESTRATIGRÁFICO Y MODELO GEOTÉCNICO

El perfil estratigráfico y las propiedades índice y mecánicas del subsuelo del sitio utilizado para el diseño de la cimentación se reportan en el Apéndice A Propiedades mecánicas del suelo. Fig. A1

Para el modelo geotécnico se muestra siguiente tabla modelo geotécnico (tabla con resultados de pruebas), donde se realizó la distribución de los estratos de acuerdo al perfil, y se identificaron las propiedades de cada uno.

MODELO GEOTÉCNICO (TABLA CON RESULTADOS DE PRUEBAS)

No. Estrato	Profundidad de Estrato [m]		Espesor de estrato d [m]	Profundidad media z [m]	Peso específico γ [ton/m ³]	Resistencia en compresión simple q [ton/m ²]	Cohesión [ton/m ²]
	de	a					
1	0	1.6	1.6	0.8	1.5		-
2	1.6	2.5	0.9	2.05	1.4	-	5.41
3	2.5	3	0.5	2.75	1.4	-	2.41
4	3	5.8	2.8	4.4	1.37	3.65	1.83
5	5.8	9.3	3.5	7.55	1.19	8.00	4.00
6	9.3	9.4	0.1	9.35	arena		
7	9.4	12.9	3.5	11.15	1.41	4.80	2.40
8	12.9	13.2	0.3	13.05	arena fina		
9	13.2	17.1	3.9	15.15	1.18	8.00	4.00
10	17.1	17.3	0.2	17.2	arena fina		
11	17.3	20.3	3	18.8	1.18	8.00	4.00

III. DISEÑO GEOTÉCNICO

3.1. TIPO DE CIMENTACIÓN

Esta elección fue determinada de acuerdo con los siguientes factores: tipo de edificación, por su mediana magnitud; compresibilidad de la zona y zonificación geotécnica. Por lo cual, se planteó una cimentación de tipo compensada.

Dentro de la clasificación de cimentación compensada esta se da de acuerdo a la comparación entre el peso de la estructura y el peso del material remplazado por la misma.

- Cimentación compensada $q = Pod$
- Cimentación sobre compensada $q < Pod$
- Cimentación semi compensada $q > Pod$

Dónde:

q = Presión total de contacto de la construcción.

Pod = Presión total al nivel de desplante.

3.2. ANÁLISIS DE LA COMPENSACIÓN

Realizando una comparación entre el peso total de la estructura con el peso total del suelo, que es necesario a retirar producto de la excavación. Se tiene el siguiente procedimiento para obtener el tipo de cimentación.

Se realizó un análisis de cargas, considerando los elementos estructurales de cada nivel del edificio, así como los elementos que integran la cimentación del mismo.

Los resultados que se obtuvieron son:

Presión total de la estructura $q_{str} = 3.48$ [t/m²]

Presión total de la cimentación $q_{cim} = 1.82$ [t/m²]

Por lo tanto, se tienen una presión total de contacto $q_t = 5.30$ [t/m²]

Peso total del edificio con cimentación 2386.62 [t]

Área total de desplante 450 [m²]

De esta forma, se conoce la presión total de contacto de la estructura.

El nivel de desplante propuesto en este caso es de $D_f = 2.5$ [m]

El nivel freático se localizó a 2.95 metros de profundidad.

Por consiguiente, es necesario obtener el esfuerzo total inicial a nivel de desplante, σ_{od} , para este caso el nivel de desplante se encuentra por arriba del nivel de freático, por lo tanto, $p_{od} = \sigma_{od}$, donde σ_{od} es el esfuerzo efectivo a nivel de desplante el cual le corresponde al siguiente valor:

$$\sigma_{od} = 3.48 \text{ tonf} / \text{m}^2$$

Efectuando el análisis comparativo, se tiene que la presión total de contacto es mayor que la presión total al nivel de desplante para este caso al esfuerzo (efectivo a nivel de desplante:

$$q_t > \sigma_{od} ; 5.3 > 3.48 ;$$

De manera que, la cimentación requerida es de tipo *semicompensada*.

Se procedió a efectuar la diferencia entre presión total de contacto y el esfuerzo total inicial a nivel de desplante, obteniendo el incremento neto de esfuerzo a la profundidad de desplante, $\Delta\sigma_d$, efectuando la operación se tiene.

$$\Delta\sigma_d = 5.3 - 3.48 = 1.82 \left[\text{t} / \text{m}^2 \right]$$

3.3. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN

La propuesta de la cimentación conlleva la importancia de generar las condiciones de seguridad, es decir, prevenir fallas en la estructura, afectaciones colindantes y riesgos de funcionalidad.

Para garantizar un comportamiento apropiado de la misma debe cumplirse con dos solicitaciones fundamentales: la capacidad de transmitir las cargas de la estructura al suelo con un amplio factor de seguridad; y tener un comportamiento adecuado durante su vida útil. Es decir, generar hundimientos totales y diferenciales menores a los permitidos, especificados por la normatividad vigente.

Capacidad de carga por resistencia al esfuerzo cortante

En suelos cohesivos, la capacidad de carga puede estimarse con la expresión:

$$q_d = 5.7c + \sigma_{od} \quad (3.1)$$

Donde:

q_d es la capacidad de carga última

c es la cohesión del material

σ_{od} es el esfuerzo efectivo a nivel de desplante

La capacidad admisible de carga se obtiene aplicando un factor de seguridad al término de la cohesión, puede estimarse con la siguiente expresión:

$$q_a = \frac{5.7 \cdot c}{FS} + \sigma_{od} \quad (3.2)$$

Donde:

q_a es la capacidad admisible de carga

c es la cohesión del material

σ_{od} es el esfuerzo efectivo a nivel de desplante

FS es factor de seguridad

Tomando en cuenta que, el nivel de desplante de la cimentación es menor que el nivel freático, es decir, la cimentación está desplantada por arriba del N.A.F; se tiene la presión total de contacto es igual la capacidad admisible de carga $q_t = q_a$, el cual corresponde el siguiente valor $q_a = 5.3[t/m^2]$

Asumiendo que, el mecanismo de falla se proyectará en los estratos 3 y 4, tomando los valores obtenidos en las pruebas de laboratorio para la cohesión de estos estratos, se puede llegar a un valor promedio de la cohesión en ese punto. Considerando los siguientes valores: $c_3 = 2.4[t/m^2]$, $c_4 = 1.83[t/m^2]$, c es la cohesión

$E_3 = 0.5m$, $E_4 = 2.8m$, E es el estrato

Realizando un promedio, tenemos que:

$$c_p = \frac{[(2.4t/m^2)(0.5m)] + [(1.83t/m^2)(2.8m)]}{[0.5m + 2.8m]} = 1.9[t/m^2]$$

Para revisar la capacidad de carga, se verifica mediante el factor de seguridad, este procedimiento es a partir de la siguiente ecuación.

$$F.S = \frac{5.7 \cdot c}{q_a - \sigma_{od}} \quad (3.3)$$

$$F.S = \frac{[(5.7)(1.9t/m^2)]}{[(5.3t/m^2 - 3.48t/m^2)]} = 5.9$$

Para esta condición, se cumple con la capacidad de carga por resistencia al esfuerzo cortante; ya que de acuerdo con la normatividad vigente, el valor del factor de seguridad obtenido es mayor al correspondiente, factor de seguridad, F.S, igual a tres.

Capacidad de carga por esfuerzo crítico

El esfuerzo crítico en suelos de alta compresibilidad queda definido por el quiebre en la curva de compresibilidad. Si se excede este punto de quiebre, el suelo podrá experimentar cambios volumétricos de gran magnitud. Por lo que, es conveniente que no se rebase este punto de nivel de esfuerzos en el suelo, ya que, de ser rebasado se podrá generar una falla en la cimentación, de ahí la importancia de no rebasar el esfuerzo crítico, con un margen de seguridad.

Se puede tener un esfuerzo crítico σ_b mayor al esfuerzo efectivo σ_0 , lo que permite un incremento neto de esfuerzos al suelo $\Delta\sigma_d$, este valor puede aplicarse al nivel de desplante para que no se rebase el esfuerzo crítico σ_b a cierta profundidad.

Partiendo de lo anterior, el incremento máximo de esfuerzos a nivel de desplante está expresado por:

$$\Delta\sigma_d = \frac{(\sigma_{bz} - \sigma_{0z})_{m'n}}{I_z \cdot FS} \quad (3.4)$$

Donde:

σ_{bz} es esfuerzo crítico de compresión o carga de preconsolidación a una profundidad z

σ_{0z} es esfuerzo efectivo a una profundidad z

I_z es la influencia del área de contacto de la cimentación

$F.S$ factor de seguridad, para este caso debe ser $F.S \geq 1.5 - 2$:

Para la revisión de la capacidad de carga por esfuerzo crítico se tiene que ; partiendo del modelo geotécnico, donde se realizó la separación de los estratos, se comenzó obteniendo las influencias para cada profundidad (z), y para cada estrato se determinaron los diferentes parámetros como: el esfuerzo efectivo: éste se midió directamente del perfil estatigráfico, el incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_d \cdot I_z$, el esfuerzo inicial $\sigma_{iz} = \sigma_{0z} + \Delta\sigma_d \cdot I_z$, el esfuerzo crítico, incremento de esfuerzo crítico, esfuerzo máximo, incremento neto y el factor de seguridad.

Para la verificación de la capacidad de carga que tiene el suelo para resistir las cargas producidas por la cimentación se realizó un análisis detallado, el cual se puede ver en el Apéndice B "Hojas de cálculo y resultados. Tabla B.1".

La condición más desfavorable se encuentra en el estrato No. 5, con la profundidad de 5.8 a 9.3 metros, donde el esfuerzo crítico $\sigma_b = 10.2[t/m^2]$, con una influencia de $I_z = 0.80$, con un esfuerzo efectivo de $\sigma_{0z} = 6.44[ton/m^2]$, un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_z = 1.45[ton/m^2]$. Marcado en el Perfil estatigrafico "Apéndice A Propiedades mecánicas del suelo. Fig. A.1".

3.4. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN

“Para excavar siempre es necesario extraer material y, en consecuencia, se produce un cambio en el estado de esfuerzo en la roca o suelo, debajo y a los lados del espacio excavado. Como ningún material puede sufrir un cambio de esfuerzo sin las deformaciones correspondientes, la excavación siempre está asociada a movimientos de la superficie del terreno adyacente. Estos movimientos usualmente tienen el carácter de asentamientos pero en algunos casos raros la superficie del terreno puede subir”¹.

En la excavación, se puede producir una falla de fondo que está determinada por dos condiciones; la primera es:

1. Falla de fondo por flujo plástico

Se asume que existen edificaciones colindantes al sitio; por lo que es necesario, evitar la falla que se pueda generar en la excavación durante el proceso constructivo. Para evitar esta condición, se tiene la siguiente expresión en términos del factor de seguridad.

$$FS = \frac{5.7 \cdot c}{q_o + \sigma_{od}} \quad (3.5)$$

Donde:

c es la cohesión, con el valor $1.9 [t / m^2]$

σ_{od} es el esfuerzo efectivo a nivel de desplante

q_o es la sobre carga

Se tiene que, para el valor de la sobrecarga uniforme mínima a considerar tanto en la vía pública como en zonas de excavaciones temporales, este valor es de $q_o = 1.5 [t / m^2]$, con factor de carga unitario, valor proporcionado por el RCDF 2004.

Realizando la sustitución de los valores a la profundidad de desplante para hacer la verificación de la seguridad en la excavación; se obtuvo un valor para el factor de seguridad de $F.S = 2.2$, el cual corresponde a un valor mayor al mínimo sugerido por la normatividad vigente $F.S = 1.5$.

2. Falla de fondo por supresión

El desplante de la cimentación se encuentra a una profundidad de 2.5 metros, la cual con base en el perfil estratigráfico corresponde a la clasificación SUCS del estrato: arena media, pumítica, limosa en estado compacto.

Se encontró que el nivel de agua freática a una profundidad de 2.95 metros, en el estrato de arena fina gris oscuro de acuerdo a la clasificación SUCS el cual está debajo del estrato donde se desplanta la cimentación

De acuerdo con lo anterior, se considera que no habrá falla de fondo por subpresión durante la construcción.

¹ Peck R., Hanson E., Walter, Thornburn, *Ingeniería de Cimentaciones*, Editorial Limusa, 2014, p. 209.

3.5. COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

Se verificará el comportamiento de la cimentación el cual tiene que ser adecuado durante su vida útil, es decir, que los hundimientos totales y diferenciales se encuentren dentro de los valores permitidos a los especificados por la normatividad vigente.

La revisión consiste en calcular las deformaciones del suelo de acuerdo con el cambio de esfuerzos que se generan en la ejecución del proceso constructivo, éste se inicia en la excavación, la cual induce un alivio de los esfuerzos efectivos existentes en la masa del suelo; el máximo se da en el fondo de la excavación, el cual es igual al esfuerzo efectivo a nivel de desplante. “Dicho alivio produce una expansión que para el estrato cercano al fondo, implica una deformación unitaria por expansión”²

Expansión

La expansión se puede definir de acuerdo con el siguiente autor como: “El cambio de esfuerzos provocado por la excavación y posteriormente por la re aplicación de la carga, necesariamente generará cambios volumétricos en el subsuelo”³.

Partiendo de la ecuación para los suelos finos saturados, la expansión que sufre un estrato de suelo por el alivio de esfuerzos es:

$$\delta_e = (\rho_e \cdot M_e) \cdot d \cdot \Delta\sigma_{exc} \quad (3.6)$$

Donde:

ρ_e , es el factor de expansión

M_e , es el módulo de respuesta elástica del suelo

d , espesor del estrato

$\Delta\sigma_{exc}$, incremento de esfuerzo por la excavación

Recompresión

El fenómeno de recompresión se desarrolla cuando es colocada la carga, debido al peso del edificio en la cimentación compensada, el suelo se recomprime en sus componentes elásticas, plásticas y viscoplasticas”. Esta condición que ocurre en la masa de suelo se representa con hundimientos, pero no ocurren de inmediato, se requiere tiempo para que se generen.

De acuerdo con la teoría de la consolidación de Terzaghi y de la viscosidad intergranular de Zeevaert, la ecuación para el cálculo de los hundimientos por recompresión a través del tiempo, es la siguiente:

$$\delta t_{rc} = \Sigma \rho_c m_v \cdot d \cdot \Delta\sigma_{exc} \cdot \{F(T_v) + \beta \cdot \log(1 + \xi \cdot T_v)\} \quad (3.7)$$

³ López Rincón G., Cimentaciones Compensadas, Apuntes de clase, Posgrado UNAM, 2005, pp. 6-8.

Donde

$$\rho_c, \text{ está dado por } \rho_c = \left(\frac{\Delta\sigma_{exc}}{\sigma_o} \right)^c$$

m_v módulo de compresibilidad volumétrica de la teoría de consolidación de Terzaghi

$F(T_v)$ función de Terzaghi

T_v , factor tiempo de la teoría de consolidación de Terzaghi

β factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular

ξ factor tiempo de retardamiento de la teoría de viscosidad intergranular.

La expresión en su forma simplificada es:

$$\delta t_{rc} = \alpha_{rc} \cdot \Delta\sigma_{exc} \quad (3.8)$$

Donde:

α_{rc} es la compresibilidad volumétrica para la recompresión, función del tiempo

$\Delta\sigma_{exc}$, incremento de esfuerzo por la excavación

Compresión neta

Para este caso de estudio, los hundimientos por compresión neta se deben al incremento neto de esfuerzos.

La expresión para el cálculo es la misma de la ecuación no.3.8, solo que $\rho_c = 1$ y $\Delta\sigma_{exc} = \Delta\sigma_z$ donde $\Delta\sigma_z$ es el incremento neto de esfuerzos, por lo tanto la compresión total será la misma que la recompresión más la compresión neta.

Si q es la presión total de contacto, la compresibilidad volumétrica equivalente estará dada por la siguiente expresión:

$$\alpha = \alpha_{rc} \cdot \Delta\sigma_{exc} + \alpha_{cn} \cdot \Delta\sigma_z \quad (3.9)$$

Para la obtención de estos valores, se realizó un análisis, utilizando una hoja de cálculo (matriz α .xls), donde se aplicaron las ecuaciones anteriores, se vaciaron todos los datos y parámetros correspondientes para poder calcular los hundimientos: por expansión, recompresión y compresión neta en cada estrato.

Se muestran los valores obtenidos:

$$\delta_{cn} = 4.45[cm]$$

$$\alpha_{rc} = 19.45[cm^3 / kg]$$

$$\alpha_{cn} = 25.77[cm^3 / kg]$$

$$\alpha_{tot} = 25.96[cm^3 / kg]$$

$$\delta_{total} = 9.55[cm]$$

Se puede notar que la deformación total es de 9.55 centímetros, lo que es aceptable de acuerdo con las NTC, RCDF2004; ya que, el valor máximo para cimentaciones en estas condiciones es de 15.00 centímetros.

En el Apéndice B. Tabla cálculo de la matriz alpha.

3.6. INTERACCIÓN ESTÁTICA

Distribución de las reacciones

Para realizar el diseño estructural de la cimentación es necesario conocer la distribución de reacciones bajo la cimentación para cada una de las combinaciones de carga a que pueda estar sujeta la estructura. La distribución de reacciones se determina tanto para condiciones estáticas como para condiciones dinámicas de carga, estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre la cimentación y el suelo de apoyo. Al procedimiento anterior se le conoce como interacción suelo-estructura⁴.

El análisis de la interacción se realizó con el soporte de una hoja de cálculo (rigidise.xls, López_2005) en el programa de software Excel así como del software de análisis Staad Pro. El primero se utilizó para plantear la ecuación matricial de asentamiento, que se describe más adelante; el segundo para resolver la ecuación matricial de interacción.

En la figura 3.1, se muestra la ubicación de las columnas, mientras que, en la figura 3.2 se indica la distribución de las áreas y retícula equivalente del cajón de cimentación. Finalmente, en la Fig. 3.3 se presentan los nudos donde se obtuvieron los desplazamientos.

Metodología del cálculo

A partir de los parámetros del suelo donde se obtuvo la deformación volumétrica de los estratos compresibles, cuyos valores se muestran en la tabla número del Apéndice B.

Ahora bien, se procedió a utilizar el planteamiento de la ecuación matricial de asentamientos (E.M.A), considerando la hipótesis de una cimentación rígida, con la siguiente expresión.

$$\{\delta_i\} = [\overline{\delta_{ij}}] x \{q_a\} \quad (3.10)$$

Donde:

$$[\overline{\delta_{ij}}] = \text{Matriz de asentamientos para carga unitaria.}$$

⁴ Zeevaert W Leonardo, interacción suelo estructura de cimentación, editorial Limusa 1980.

Los valores de entrada de los resortes equivalentes del suelo se obtuvieron suponiendo un valor constante de la presión de contacto del suelo, es decir, $q_a = \frac{W}{A}$.

Aplicando la ecuación anterior se obtuvieron los valores iniciales de la deformación δ_i .

De tal forma que también se obtienen los valores para k constante de resorte.

$$\text{Entonces } k_i = \frac{q_a \cdot a_i}{\delta_i}$$

Partiendo de los valores de los resortes y, con el apoyo software staad pro se aplica la ecuación matricial de interacción (E.M.I).

$$\left\{ \left[\overline{\delta}_{str} \right] + \left[\frac{1}{K_{ij}} \right] \right\} \{ R_i \} = \{ \delta_{oi} \} \quad (3.11)$$

Con la ecuación anterior se obtuvieron los valores para δ_{i+1} y k_{i+1} .

El proceso de cálculo es iterativo, ya que con los valores de las reacciones R_i se obtuvieron nuevos valores de las reacciones q_{i+1} . Este proceso termina cuando dos interacciones sucesivas, los valores de k_i no cambian sustancialmente; en la figura 3.3 se observa la ubicación de los resortes.

En la siguiente figura 3.4 se muestran los valores definitivos de las reacciones de la distribución de la cimentación. Conocidas las reacciones definitivas y con ayuda del software Staad.Pro se obtuvieron los elementos mecánicos (diagramas de momento flexionante y fuerza cortante), necesarios para el diseño estructural de los diafragmas de la cimentación. Figuras 3.5 y 3.6.

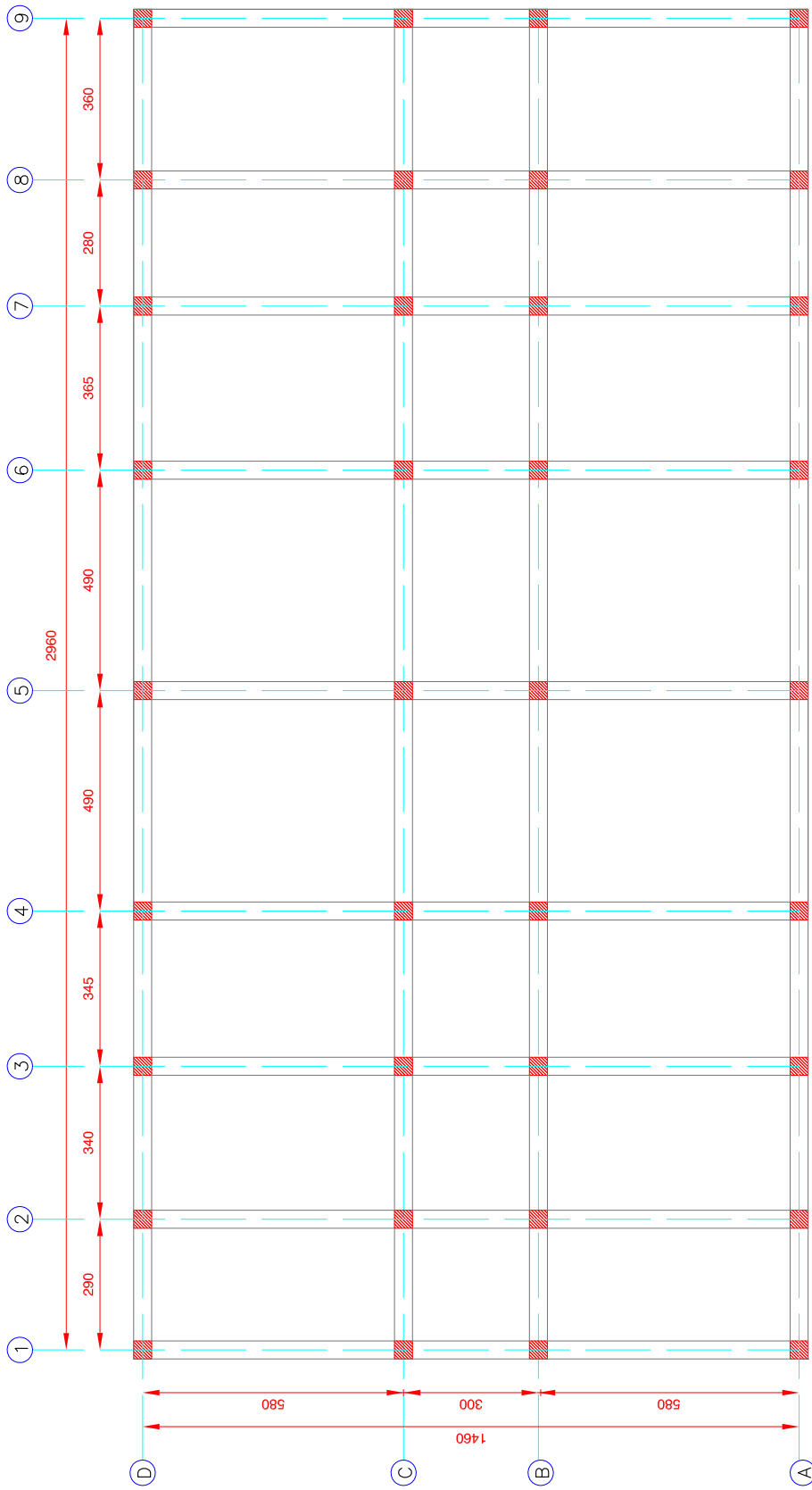


FIG. 3.1 UBICACIÓN DE COLUMNAS

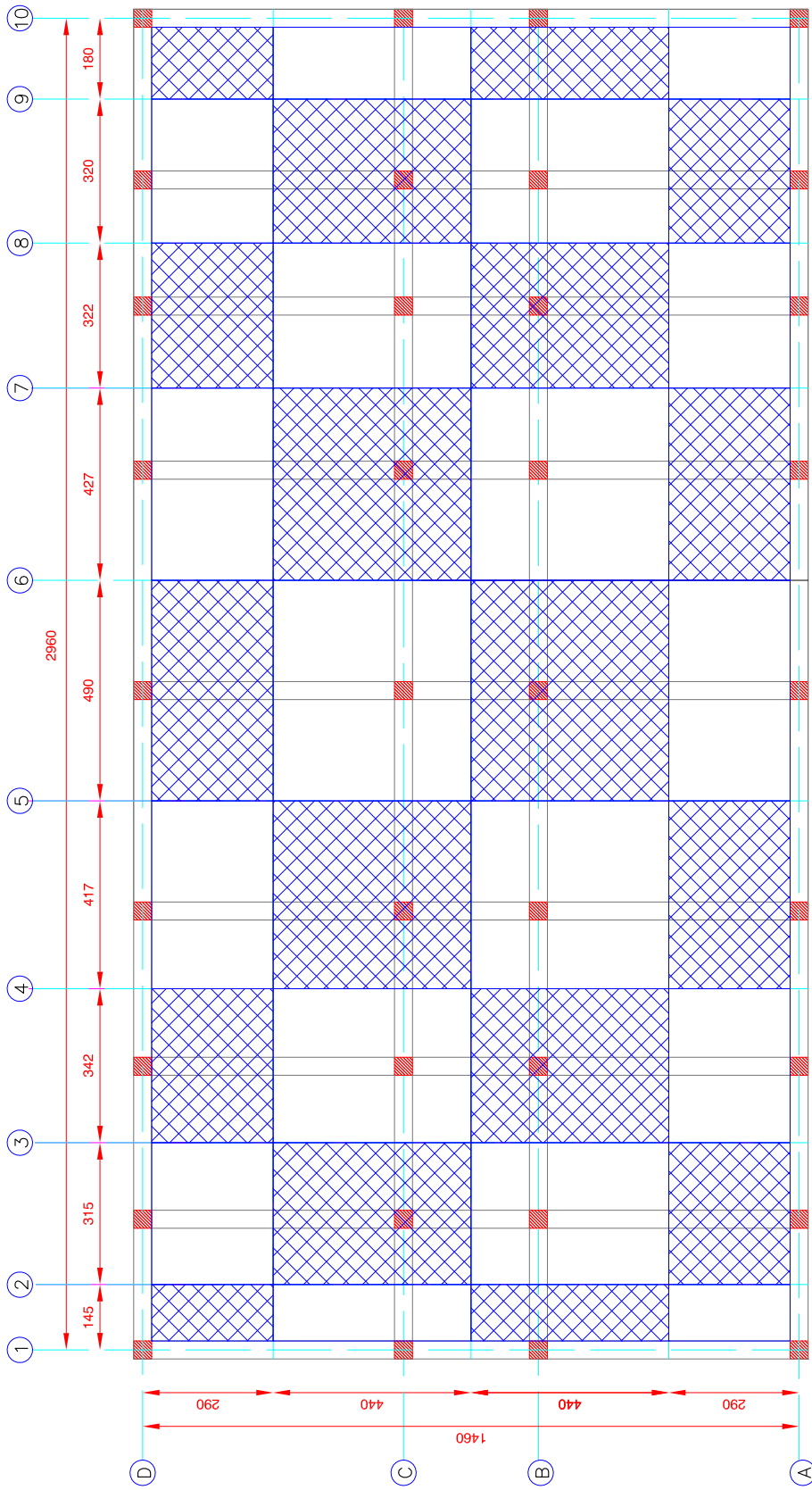


FIG. 3.2 RETÍCULA EQUIVALENTE (DOVELAS)

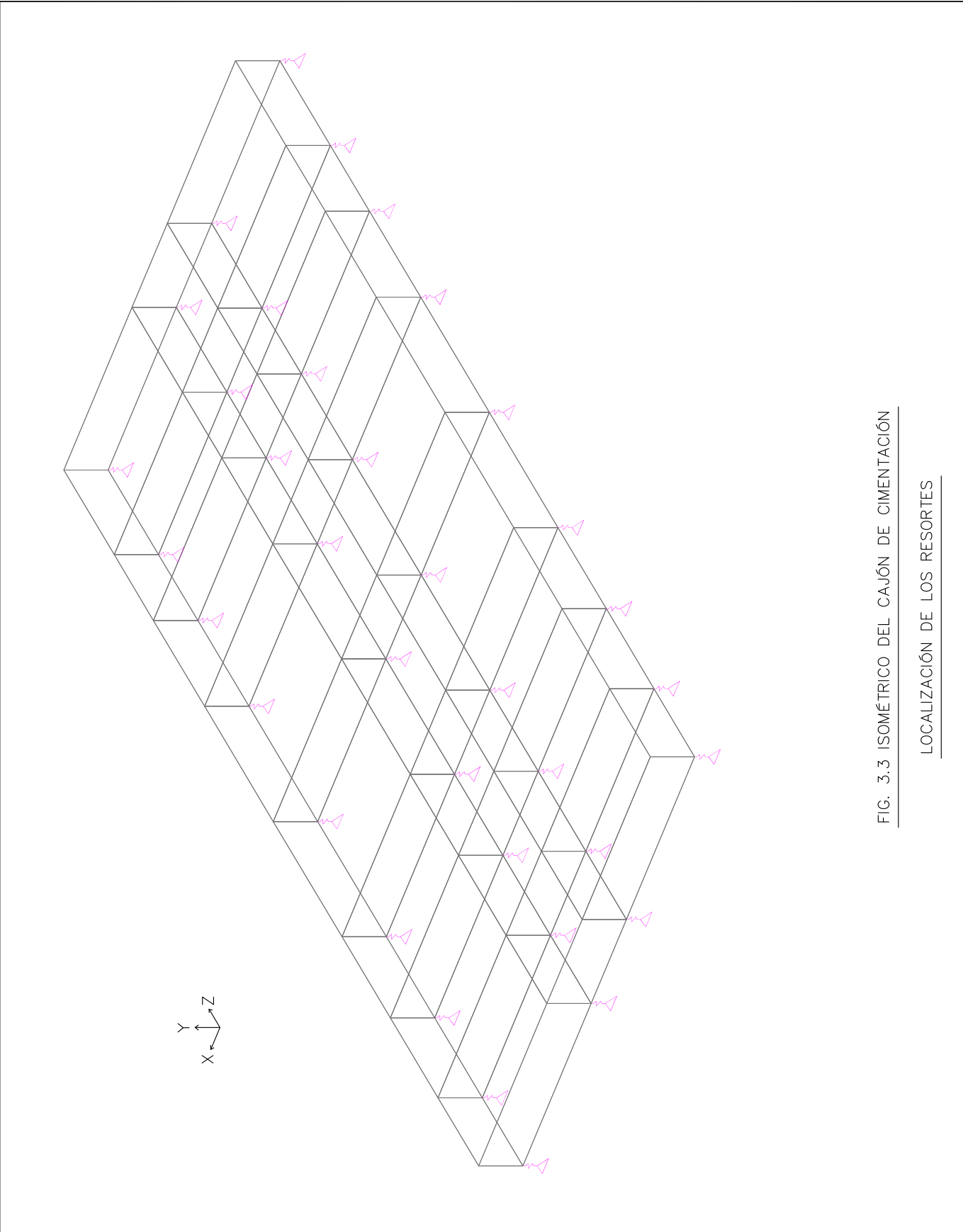


FIG. 3.3 ISOMÉTRICO DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN

LOCALIZACIÓN DE LOS RESORTES

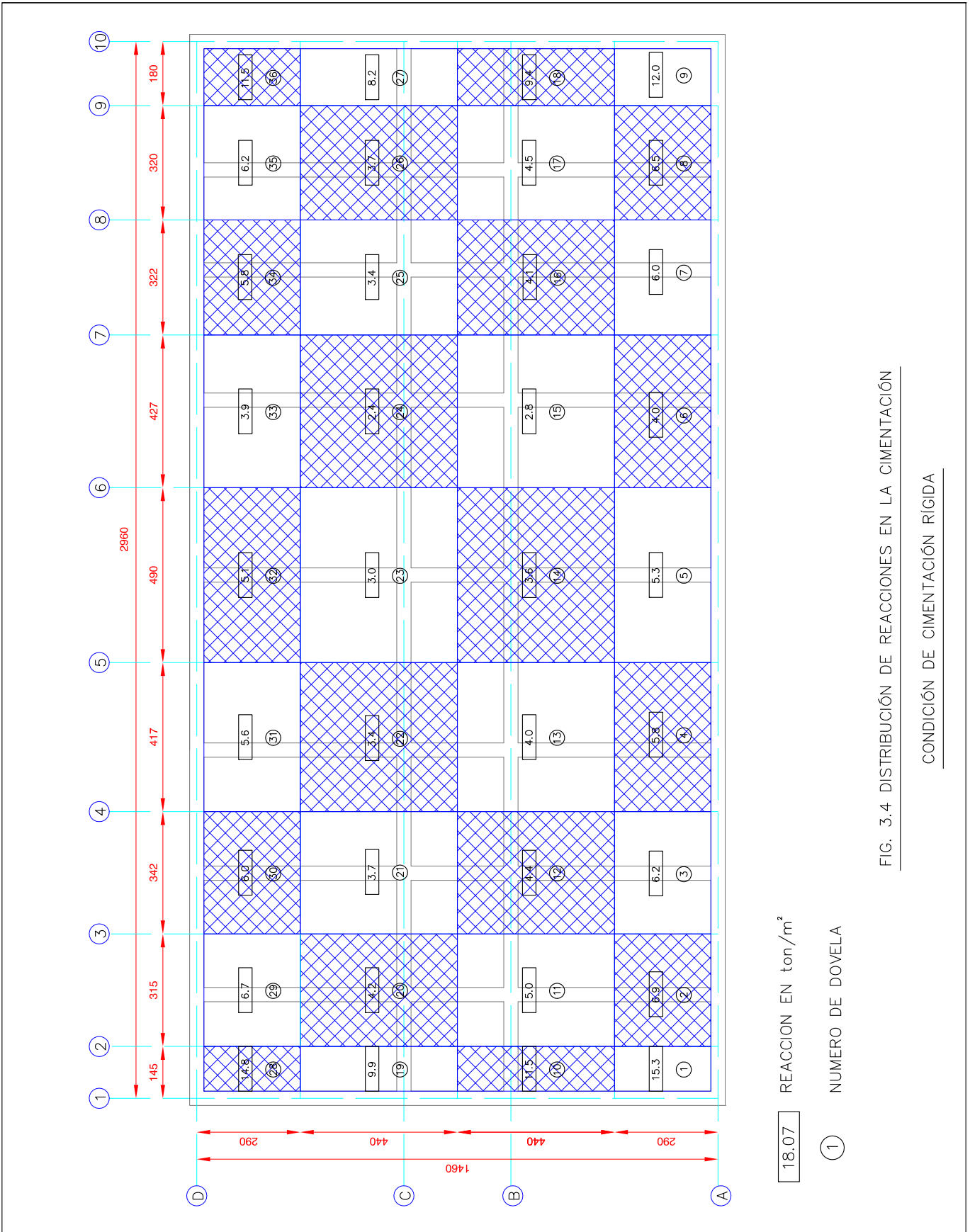


FIG. 3.4 DISTRIBUCIÓN DE REACCIONES EN LA CIMENTACIÓN

CONDICIÓN DE CIMENTACIÓN RÍGIDA

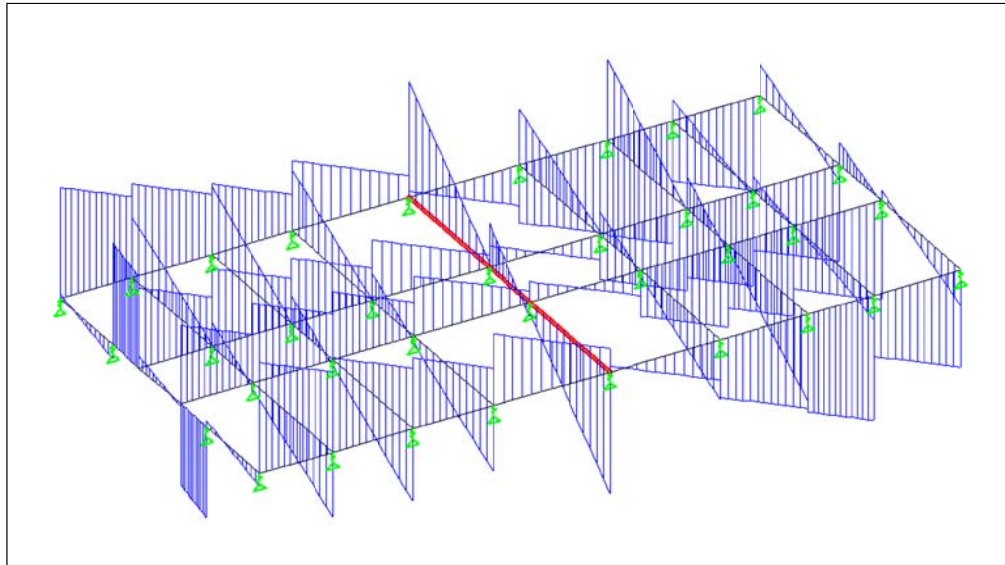


FIG. 3.5

FUERZAS CORTANTES EN EL CAJÓN DE CIMENTACIÓN

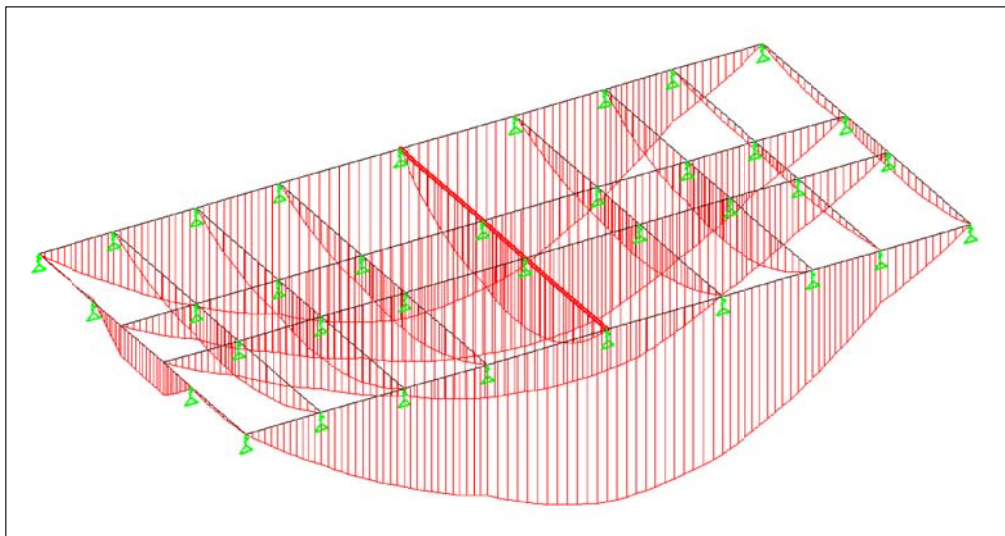


FIG. 3.6

MOMENTOS FLEXIONANTES EN EL CAJÓN DE CIMENTACIÓN

IV. DISEÑO SÍSMICO

4.1. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL SUELO

A partir del fenómeno natural llamado Sismo, el cual consiste en un movimiento de la corteza terrestre, medido en la cantidad de energía (magnitud) liberada en el epicentro (zona de origen o disparo sísmico) y la “intensidad que es la fuerza o efecto que se siente a determinada distancia”. Esta intensidad de la aceleración de la superficie del suelo se traduce en efectos producidos en determinada región.

En las cimentaciones compensadas se destaca conocer su comportamiento ante la respuesta sísmica del suelo.

Para el caso en estudio, se inició realizando un análisis estático de la estructura, por el método estático equivalente. Por lo que se refiere, a la determinación de las fuerzas sísmicas se utilizó el RCDF, en sus Normas Técnicas Complementarias, en el apartado para sismo

CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO	
Zona Sísmica, NTC's del RCDF	II
Destino de la estructura, Grupo	B
Coefficiente sísmico c	0.32
Factor de comportamiento, Q	2
Factor de importancia, Fc	0.8
Factor de reducción, Q'	1.6

En este análisis, se obtuvo la altura y el peso de cada entrepiso que conforma la estructura, incluyendo la cimentación, posteriormente se conocieron las fuerzas cortantes en cada nivel, para poder conocer el momento de volteo en la base de la cimentación, utilizando la siguiente ecuación para determinar las fuerzas de inercia en cada nivel de edificio.

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (4.1)$$

En la siguiente tabla se muestran los resultados del análisis.

Tabla 4.1 Análisis sísmico estático.

Nivel	hi [m]	Wi [T]	Whi [T.m]	Fi [Tf]	Fihi (T.m)	Vj [Tf]
Azotea	15.15	232.65	3524.65	94.48	1431.38	94.48
3	12.45	243.00	3025.35	81.10	1009.65	175.58
2	9.75	243.00	2369.25	63.51	619.22	239.09
1	7.05	243.00	1713.15	45.92	323.75	285.01
PB	2.9	475.65	1379.39	36.98	107.23	321.98
Cim.	1.4	751.32	1051.85	28.20	39.47	350.18

Σ Total = **2188.62** **13063.63** **350.18** **3530.70**

F.Sísmica = 350.18 [Tf]

Masa lineal = 223.10 [T·s²/m]

Altura del centro de masa = 5.97 [m]

Momento de volteo a nivel de desplante = **O_T = 2824.56 [T·m]**

Para interpretar la respuesta sísmica del suelo es importante conocer las propiedades dinámicas del mismo, en la siguiente tabla se tienen los valores para el módulo de rigidez dinámica G , el módulo de elasticidad dinámica E , la velocidad de onda de corte V_s , modulo dinámico de deformación M_e , entre otros valores de las propiedades. También se terminó el valor correspondiente para el periodo del suelo T_s , así como el periodo de la estructura T_{estr} .

Tabla 4.2 Propiedades dinámicas del suelo.

No. Estrato	Profundidad de Estrato	Espesor de estrato	Peso específico γ	ρ	G	V_s	T_s	$E=2(1+\nu)G$	$E=3G$	M_e	Gd
	[m]	d [m]	[T/m ³]	[T/m ³ /m/s ²]	[T/m ²]	[m/s]	[s]	[T/m ²]	[T/m ²]	[T/m ²]	[T/m ²]
1	1.6	1.6	1.5	0.15	1000	80.87	0.079	3000	3000	0.00033	1600
2	2.5	0.9	1.4	0.14	800	74.87	0.048	2400	2400	0.00042	720
3	3	0.5	1.4	0.14	750	72.49	0.028	2250	2250	0.00044	375
4	5.8	2.8	1.37	0.14	750	73.28	0.153	2250	2250	0.00044	2100
5	9.4	3.6	1.19	0.12	400	57.42	0.251	1200	1200	0.00083	1440
6	13.2	3.8	1.41	0.14	450	55.95	0.272	1350	1350	0.00074	1710
7	17.3	4.1	1.18	0.12	550	67.62	0.243	1650	1650	0.00061	2255
8	20.3	3	1.18	0.12	600	70.63	0.170	1800	1800	0.00056	1800
9	25	4.7	1.18	0.12	1500	111.67	0.168	4500	4500	0.00022	7050

Σ d = 25

$\nu = 0.5$

$T_{suelo} = 1.411$

$T_{estr} = 0.500$

$\Sigma G_d = 19050$

$G_a = 762$

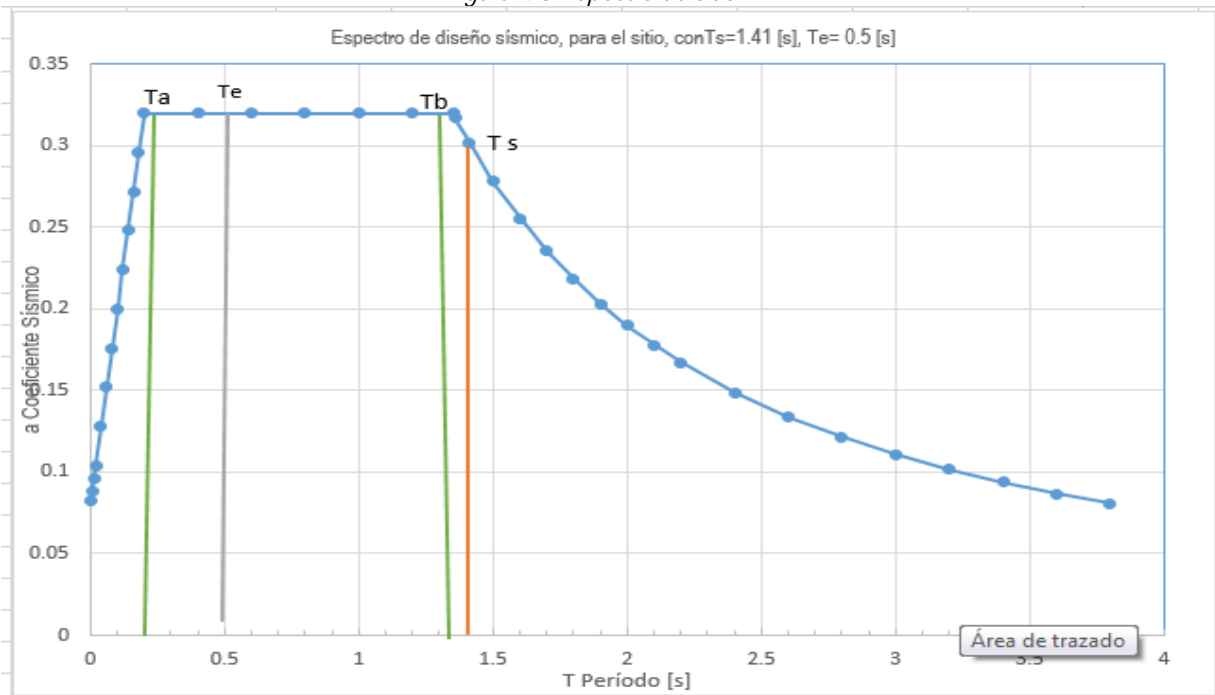
4.2. ESPECTRO PARA DISEÑO SÍSMICO

A partir de la zona sísmica, siguiendo las NTC's del RCDF, se puede obtener la respuesta sísmica de la estructura, para esto es necesario calcular el espectro de aceleraciones para el diseño sísmico.

Parámetros para calcular el espectro de sitio.

ZONA	c	ao	T'a	T'b	r
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33

Figura 4.3 Espectro de sitio



4.3. INTERACCIÓN SÍSMICA

Para conocer la respuesta del sistema suelo – cimentación – superestructura es necesario conocer su periodo de vibración equivalente, el que se puede obtener por medio de la siguiente expresión:

$$T_o = \sqrt{T_\theta^2 + T_n^2} \quad (4.2)$$

Donde

T_θ : es el periodo de balanceo de la cimentación

T_n : es el periodo de vibración de la estructura, suponiendo que esta se encuentra empotrada en la cimentación

Para fines prácticos se utilizó la siguiente expresión

$$T_n = \frac{1}{10}(\text{no. pisos}) \quad (4.3)$$

El periodo de balanceo de la cimentación T_θ se obtuvo aplicando las siguientes ecuaciones

$$T_\theta = 2\pi h_m \sqrt{\frac{\text{masa}}{K_\theta}} \quad (4.4)$$

$$K_\theta = K_{\theta W} + K_{\theta B} \quad (4.5)$$

Donde

h_m : es la altura del centro de masa, medida desde el desplante de la cimentación.

M : masa de la estructura, incluida la masa de la cimentación.

K_θ : constante de resorte por balanceo de la cimentación ,donde intervienen: la base $K_{\theta B}$ y el muro $K_{\theta W}$

Para el análisis por balanceo de la base de la cimentación se utilizaron los estratos comprendidos entre 2.5 y 20.3 metros

El cálculo se realizó en el sentido transversal, que es la dirección más desfavorable, utilizando la ecuación E.M.A, ésta se ajustó para que tomará en cuenta el movimiento del cuerpo rígido de la cimentación, utilizando la siguiente expresión:

$$[\overline{\delta_{ji}}] \cdot \{\Delta q_i\} = \{\theta \cdot x_i\} \quad (4.6)$$

donde

Δq_i Es el incremento de esfuerzo producido por el momento de volteo O_T

θ : Giro de la cimentación

x_i : Distancia del centro de giro al centro de la dovela ver figura

En la figura se muestra la distribución de dovelas.

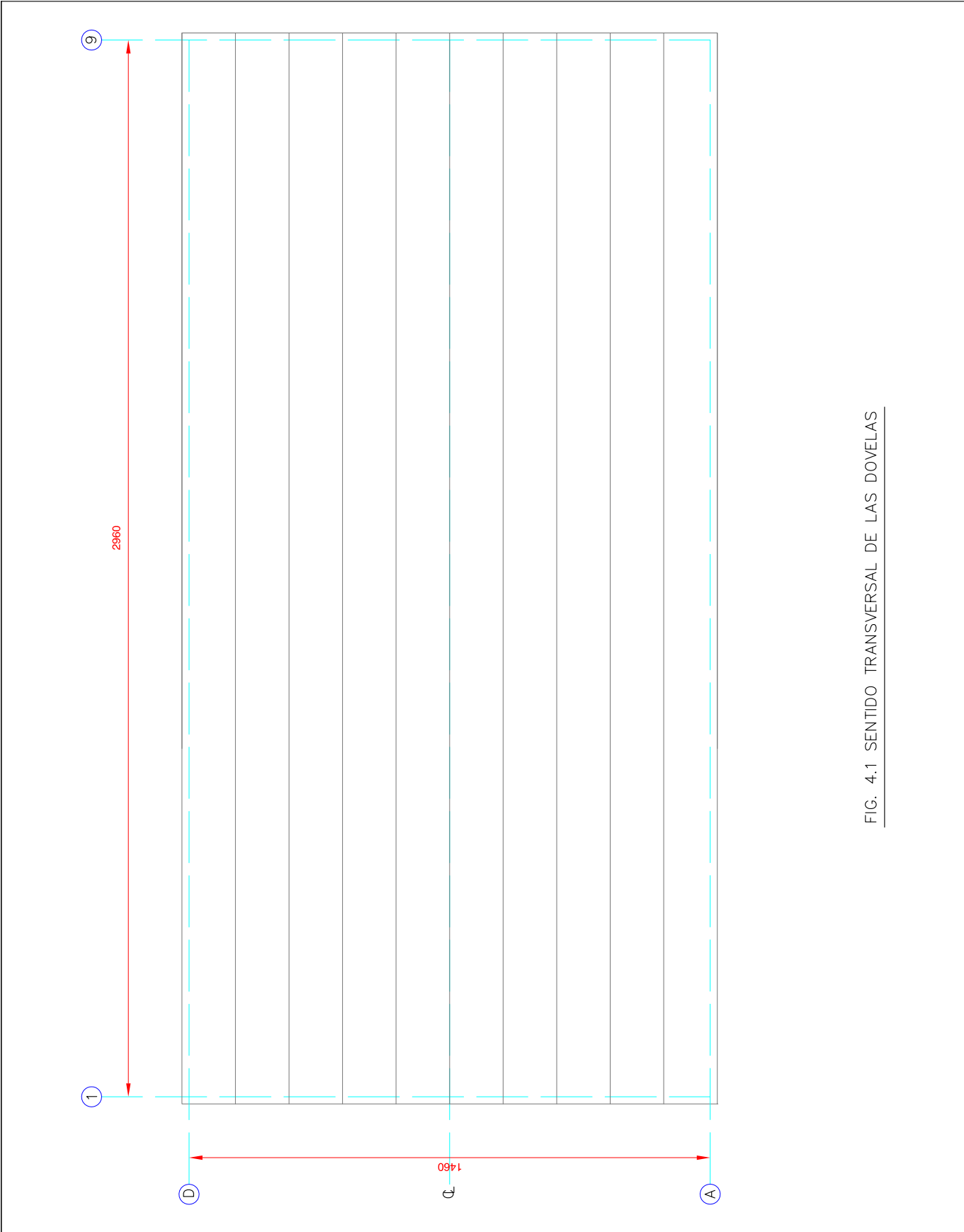


FIG. 4.1 SENTIDO TRANSVERSAL DE LAS DOVELAS

Como se desconoce el valor del giro, los valores de Δq_i de la ecuación 15 se obtuvieron en función de del valor de giro de la cimentación θ , esto es;

$$\left\{ \frac{\Delta q_i}{\theta} \right\} = [\delta_{ji}]^{-1} \cdot \{x_i\} \quad (4.7)$$

El momento de volteo, que toma la base O_{TB} , está dado por la suma de las reacciones totales de cada dovela, multiplicados por la distancia al centro de giro. En este caso:

$$\frac{O_{TB}}{\theta} = \sum \left(\frac{\Delta q_i}{\theta} \right) \cdot a_i \cdot x_i \quad (4.8)$$

$$\frac{O_{TB}}{\theta} = \sum \left(\frac{\Delta q_i}{\theta} \right) \cdot a_i \cdot x_i \quad (4.9)$$

Utilizando las siguientes expresiones.

$$K_{\theta B} = \frac{O_{TB}}{\theta} \quad (4.10)$$

$$K_{\theta W} = (1-\nu)^2 \cdot G_a \cdot L \quad (4.11)$$

donde:

- ν = Relación de poisson, igual a 0.5.
- d = Profundidad de desplante de la cimentación.
- G_a = Valor medio del módulo de rigidez, hasta la profundidad de desplante.
- L = Longitud del edificio.

Se obtienen los siguientes resultados

$$K_{\theta B} = 631335.41 [t/m]$$

$$K_{\theta} = 698543.81 [t/m]$$

$$K_{\theta W} = 67208.4 [t/m]$$

$$T_{\theta} = 0.67 [s]$$

Por lo tanto, se obtuvo un periodo de balanceo de $T_O = 0.836 [s]$.

El análisis de los cálculos se muestra en la hoja de cálculo "Distribución de las reacciones por sismo" Apéndice B.

V. DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1. DETERMINACIÓN DEL REFUERZO EN DIAFRAGMAS

Se presentan los cálculos utilizados para determinar el acero de refuerzo, considerando los diafragmas de la cimentación como vigas, de modo que, la trabe analizada es la más esforzada (ubicada en el eje 5).

A) Propiedades de la sección de la viga:

$$\text{Ancho } b = 0.40[m]$$

$$\text{Altura } h = 1.4[m]$$

$$\text{Recubrimiento } r = 0.05[m]$$

$$\text{Peralte } d = h - 2r = 1.3[m]$$

B) Momento flexionante elementos mecánicos obtenidos del programa de análisis:

$$\text{Momento máximo } M_{m\acute{a}x} = 174[T / m]$$

$$\text{Momento último } M_u = (1.4)(174) = 243.6[T / m]$$

Donde

$$F.C = 1.4$$

Se considera la siguiente expresión para calcular el momento último

$$M_u = C \cdot d \tag{5.1}$$

Donde:

$C =$ Compresión.

$d =$ Brazo de palanca.

Utilizando (5.1).

$$C = \frac{243.6[T / m]}{1.3[m]} = 187.38[T] = 187,380[kg]$$

Con base en lo anterior el área de acero necesario es:

$$A_s = \frac{187,380kg}{0.9 \times 4200 \frac{kg}{cm^2}} = 49.57 cm^2$$

Se propone diez varillas del No. 8. Ahora se a revisa la cuantía de acero:

$$\rho = \frac{49.57 cm^2}{40 cm \times 130 cm} = 0.00952 > \rho_{min}$$

C) Fuerza cortante, obtenidas del modelo analítico

Cortante máximo en la trabe:

$$V_{m\acute{a}x} = 53 ton$$

Utilizando el Factor de carga:

$$V_u = 1.4 \times 53 = 74.20 ton$$

Cortante Resistente, que toma el concreto, se obtiene con la siguiente expresión.

$$V_R = F_R b d (0.2 + 20 p) \sqrt{f^*} \quad (5.2)$$

Realizando la sustitución de valores se obtiene:

$$V_R = 0.8 \times 40 \times 130 (0.2 + 20 \times 0.0578) \times \sqrt{240} = 20,339.29 \text{ kg} = 20.40 \text{ ton}$$

Como el valor del cortante resistente es menor al valor del cortante último, es necesaria la contribución de acero transversal (estribos). Por tanto, se propone usar 4 ramas de estribos de media pulgada con un área de la sección de $A_s = 1.26 \text{ cm}^2$,

Teniendo el área de acero $A_v = 4(1.26 \text{ cm}^2) = 5.04 [\text{cm}^2]$.

Calculando la separación entre estribos con la siguiente expresión:

$$S = \frac{F_R A_v F_y d}{V_u - V_{CR}} \quad (5.3)$$

$$S = \frac{0.8 \times 5.04 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kg / cm}^2 \times 130 \text{ cm}}{(74,200 - 20,400 \text{ kg})} = \frac{2,201,472}{53,800} = 40.9 \approx 40 \text{ cm}$$

Considerando que la separación más adecuada será de $S = 30 \text{ cm}$

$$V_s = \frac{F_R A_v F_y d}{S} \quad (5.4)$$

$$V_s = \frac{2,201,472 \text{ kg / cm}}{30 \text{ cm}} = 73,382.4 = 73.3 \text{ ton} \quad \text{Cortante tomado por los estribos}$$

$$\text{Cortante Total } V_{RTOTAL} = 20.4 + 73.3 = 93.7 \text{ ton}$$

Realizando la comparación del cortante último con el cortante resistente total:

$$V_u = 74.20 \text{ ton}; V_{RT} = 93.70 \text{ ton}$$

Se tiene que el cortante total es mayor al cortante último. En consecuencia, se procede a diseñar

D) Para el lecho superior de la viga será necesario calcular el Acero Mínimo

$$A_{min} = p \cdot b \cdot d = 0.00289 \times 40 \text{ cm} \times 130 \text{ cm} = 15.028 \text{ cm}$$

Proponiendo varillas del No.8.

$$\text{No. varillas} = \frac{A_{smín}}{A_{sec}} = \frac{15.028 [\text{cm}]}{5.07 [\text{cm}]} = 2.96 [\text{cm}] \approx 3 \text{ varillas}$$

VI.CONCLUSIONES

Con base en el los análisis realizados se puede concluir que la elección del tipo de cimentación es la más adecuada: considerando las condiciones del suelo y la zonificación sísmica, indicada en el RCDF04.

El uso de las cimentaciones compensadas para este tipo de suelo, es la opción más adecuada donde la compresibilidad del suelo es de mediana a alta, se debe garantizar un comportamiento adecuado en condiciones de servicio y en un sismo.

La ventaja de utilizar un análisis de interacción suelo-estructura, permite obtener una distribución de reacciones del suelo, que actúan en conjunto con la estructura del edificio, logrando un análisis más real del conjunto suelo – cimentación.

La función del cajón es proporcionar rigidez, para soportar las fuerzas debidas a un movimiento sísmico, con la finalidad de no poner en riesgo el correcto funcionamiento del inmueble.

Al realizar la verificación del comportamiento de la cimentación se concluye que los hundimientos totales y diferenciales se encuentran dentro de un rango aceptable conforme a la normatividad vigente, cumpliendo con los estados límite de servicio.

Es importante señalar que el estudio de mecánica de suelos, debe ser el más adecuado para conocer el sitio donde se desea construir la edificación ya que este procedimiento depende ampliamente de las propiedades índice y mecánicas del suelo en el sitio.

APÉNDICE A

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO

La resistencia al esfuerzo cortante de los diferentes depósitos del suelo se midió a través de pruebas de compresión simple y de compresión triaxial.

Los depósitos inferiores de la costra superficial (localizados a una profundidad promedio de 1.50 a 3.00 metros), están constituidos por limo poco arenoso, de color gris claro, cementado con carbonatos; arena media gris claro; y arena limosa café claro. Este tipo de suelo se presentan la ley de resistencia del tipo:

$$s = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (\text{A.1})$$

De las pruebas de compresión triaxial, se obtuvieron los siguientes parámetros: cohesión, c , con un valor de 2.41 a 5.41 tonf/m^2 y el ángulo de fricción interna, ϕ , de 15.30° a 47.5° .

La compresibilidad, medida a través del módulo unitario de deformación, M_z , se obtuvo a partir de las curvas esfuerzo – deformación de las pruebas triaxiales, utilizando la siguiente expresión.

$$M_z = M_{z0} \cdot e^{-n\sigma_c} \quad (\text{A.2})$$

donde:

$$\sigma_c = \text{Esfuerzo efectivo de confinamiento, igual a } \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

$$n = 0.541 - 0.641$$

Empleando la ecuación (A.2), se obtiene un valor entre 0.0046 a 0.0012 cm^2/kgf , por consiguiente, el suelo es de resistencia media – baja a compresibilidad y éste es adecuado para soportar las cargas del edificio en proyecto.

Ahora bien, la resistencia al esfuerzo cortante de los depósitos de arcilla, que constituyen la formación Tacubaya del Valle de México, se mide exclusivamente por la cohesión, ésta se puede estimar como el 50% (0.5) de la consistencia natural o resistencia en compresión simple, q_u .

La resistencia en compresión simple del primer depósito, que subyace a la costra superficial en la parte superior, presenta resistencias más bajas, con valores que se encuentran entre 0.25 a 0.48 kgf/cm^2 , mientras que, en la parte inferior del depósito, el valor aproximado es de 0.79 kgf/cm^2 , por lo tanto, la resistencia de este depósito se clasifica como baja a media.

No obstante, en los tres estratos arcillosos, siguientes, se presenta un aumento gradual de la resistencia, con un valor de 0.46 a 0.84 kgf/cm^2 , características de suelos con resistencias bajas a medias.

A.1. Compresibilidad del suelo

Los resultados, obtenidos de las pruebas, indican que los depósitos de arcilla del sitio son de alta compresibilidad, en la siguiente tabla se aprecia los valores del módulo de compresibilidad volumétrico unitario, m_v , de modo que, la magnitud toma en cuenta la viscosidad intergranular.

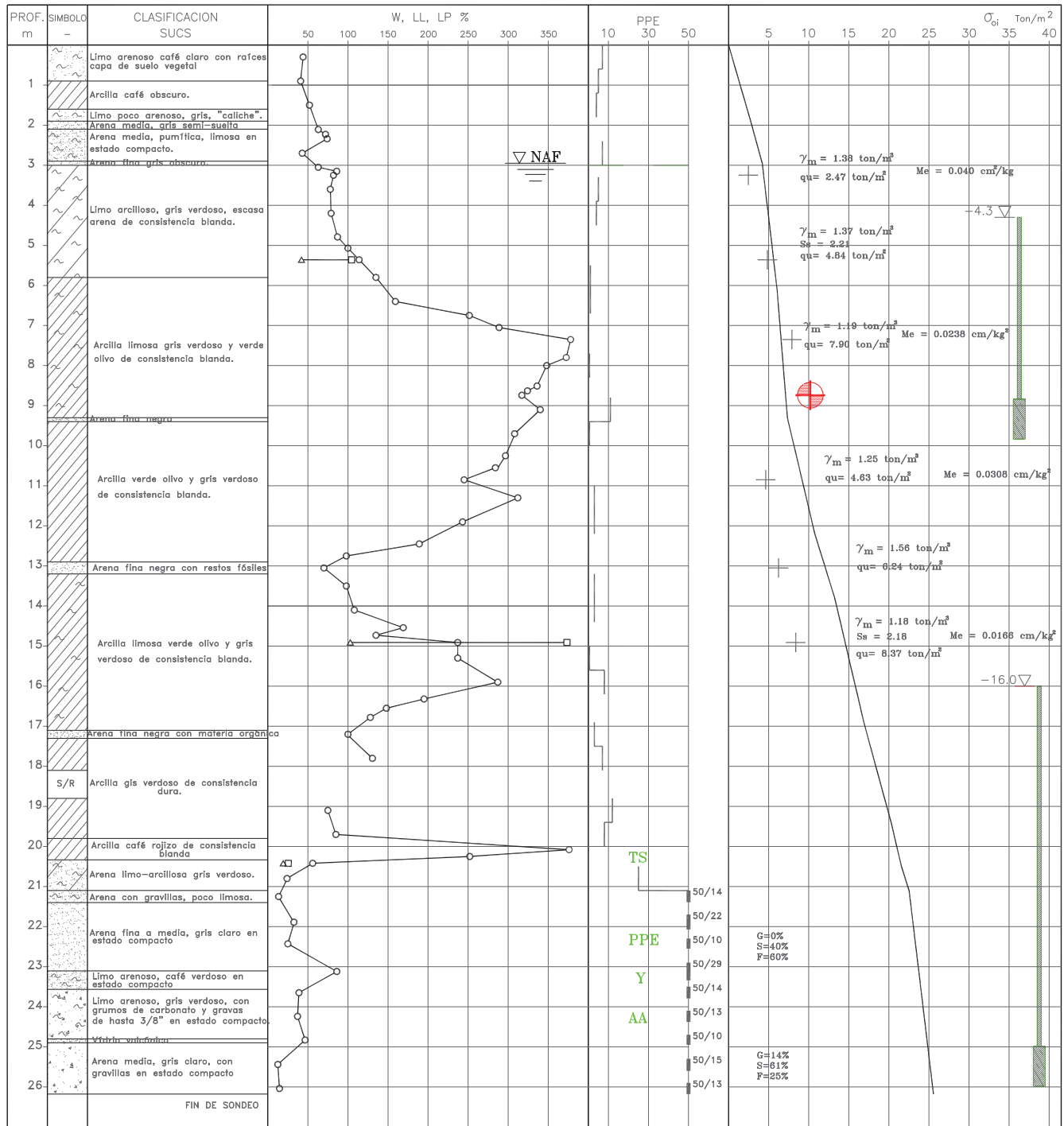
Profundidad metros	m_v (cm ² /kg)
3.0 - 5.8	0.011
5.8 - 7.5	0.053
7.5 - 9.3	0.048
9.4 - 11.0	0.039
11.0 - 12.9	0.039
13.2 - 15.0	0.014
15.0 - 17.1	0.014
17.3 - 19.8	0.006
19.8 - 20.3	0.006

Tabla A.1. Compresibilidad de los depósitos

De ellos resulta que, los depósitos más compresibles se encuentran entre 5.80 a 12.90 metros, coincidiendo con los contenidos de agua más altos.

Para el primer depósito se tiene menor compresibilidad de igual forma para los depósitos más profundos.

A continuación se presentan el perfil estatigráfico, en el cual se realizó el sondeo SM-1, por lo que, se obtuvieron los datos para realizar las curvas de compresibilidad y los parámetros de consolidación que se muestran en las figuras A.2 a A.9.



◻ ARCILLA ◻ ARENA ◻ BOLEOS
 ◻ LIMO ◻ GRAVA ◻ RAICES
 W ◦ CONTENIDO DE AGUA S_w DENSIDAD DE SÓLIDOS G
 LL ◻ LIMITE LIQUIDO γ_m PESO VOLUMETRICO S
 LP ◻ LIMITE PLASTICO F

G ◻ GRAVAS C ◻ RESIST. ESF. CORTANTE q_u PPE PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR
 S ◻ ARENAS C ◻ RESIST. ESF. CORTANTE T_{cp} σ_{ci} ESFUERZO EFECTIVO
 F ◻ FINOS ϕ ANG. DE FRICCION INTERNA

SIMBOLOGÍA

◻ ESFUERZO CRÍTICO
 ◻ CENTRO DE TORSIÓN

FIG A.1 PERFIL ESTATIGRÁFICO, SONDEO SM-1

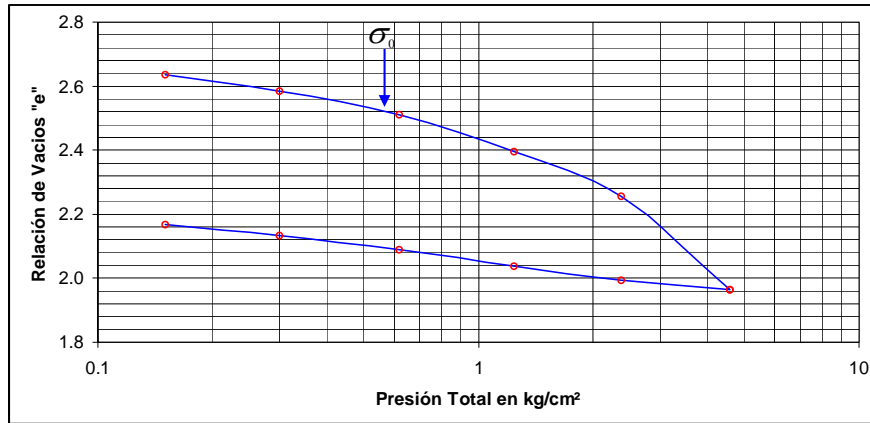


Fig. A.2. Curva de compresibilidad, sondeo: SM.1, muestra: M-9, prof.: 4.50 - 5.50 m.

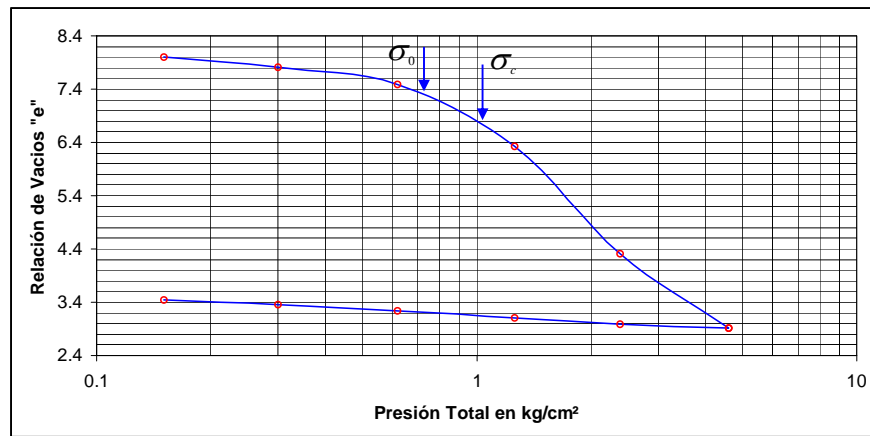


Fig. A.3. Curva de compresibilidad, sondeo: SM.1, muestra: M-13, prof.: 8.30 - 8.80 m.

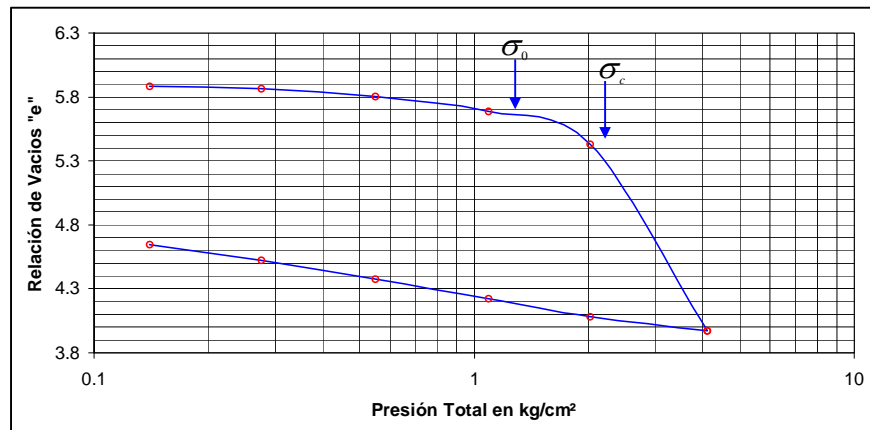


Fig. A.4. Curva de compresibilidad, sondeo: SM.1, muestra: M-22, prof.: 14.40 - 15.00 m.

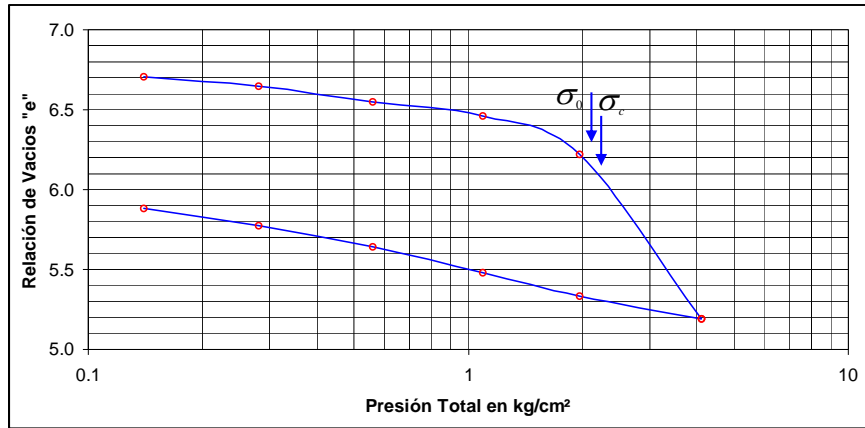


Fig. A.5. Curva de compresibilidad, sondeo: SM.1, muestra: M-30, prof.: 20.00 –20.50 m.

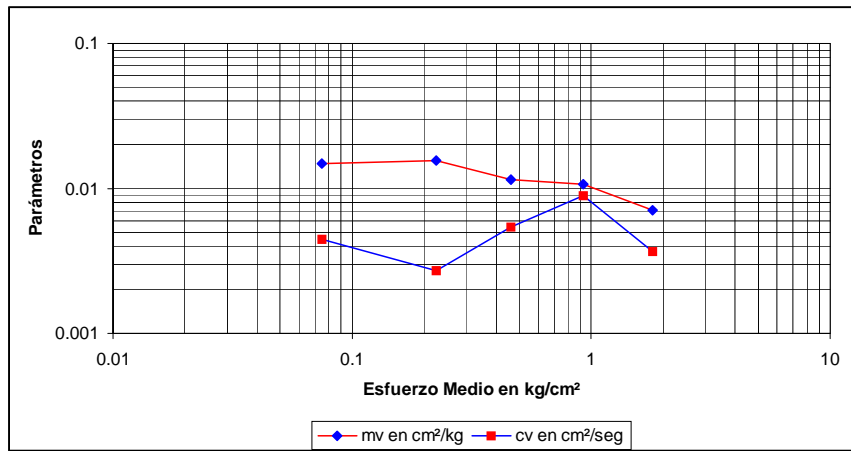


Fig. A.6. Parámetros de consolidación, sondeo: SM.1, muestra: M-9, prof.: 4.50 –5.50 m.

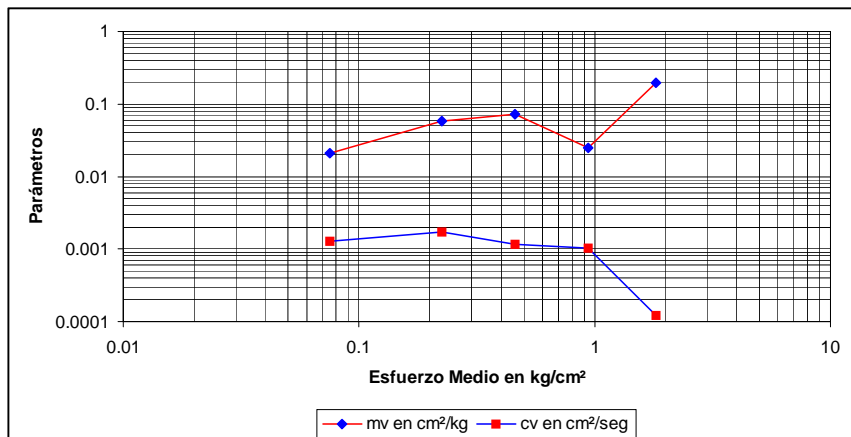


Fig. A.7. Parámetros de consolidación, sondeo: SM.1, muestra: M-13, prof.: 8.30 –8.80 m.

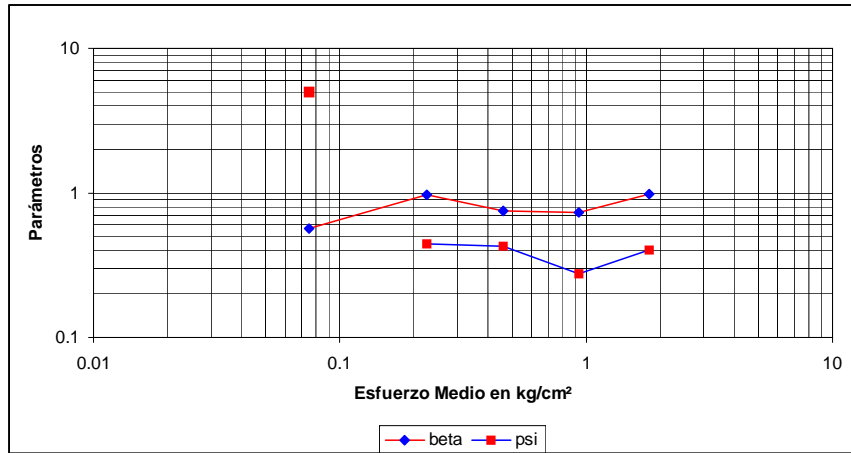


Fig. A.8. Esfuerzo medio, sondeo: SM.1, muestra: M-9, prof.: 4.50 –5.50 m.

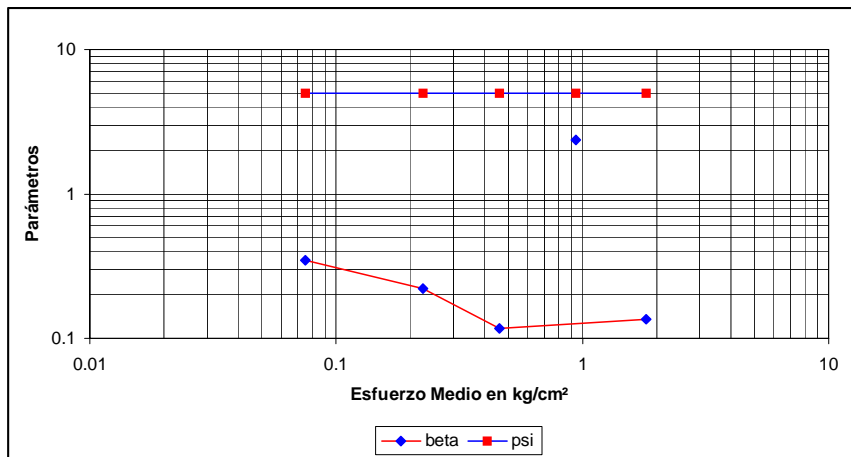


Fig. A.9. Esfuerzo medio, sondeo: SM.1, muestra: M-13, prof.: 8.30 –8.80 m.

APÉNDICE B

ANÁLISIS DE LOS CÁLCULOS

TABLA B.1. REVISIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA POR ESFUERZO CRÍTICO

No. Estrato	Prof. de Estrato [m]		Espesor de estrato d [m]	Profundidad media z [m]	Iz	σ_{oz} [ton/m ²]	$\Delta\sigma_z$ [ton/m ²]	σ_{iz} [ton/m ²]	σ_b [ton/m ²]	$\Delta\sigma_{b_{zi}}$ [ton/m ²]	$\sigma_{iz\ máx}$ [ton/m ²]	$\Delta\sigma_d$ [ton/m ²]
	de	a										
1	0	1.6	1.6	0.80	1.00	1.25	1.82	3.07				
2	1.6	2.5	0.9	2.05	0.99	2.60	1.80	4.38				
3	2.5	3	0.5	2.75	0.98	3.48	1.78	5.20	5.80	2.32	5.03	1.58
4	3	5.8	2.8	4.40	0.94	4.92	1.70	6.30	6.00	1.08	5.64	0.77
5	5.8	9.3	3.5	7.55	0.80	6.44	1.45	6.59	10.20	3.76	8.95	3.14
6	9.3	9.4	0.1	9.35	0.71	arena						
7	9.4	12.9	3.5	11.15	0.63	9.25	1.14	6.96	10.20	0.95	9.88	1.01
8	12.9	13.2	0.3	13.05	0.55	arena fina						
9	13.2	17.1	3.9	14.55	0.50	14.41	0.90	8.05	24.50	10.09	21.14	13.56
10	17.1	17.3	0.2	17.20	0.41	arena fina						
11	17.3	20.3	3.0	18.80	0.37	18.92	0.68	7.70	24.70	5.78	22.77	10.38

TABLA B.2. CIMENTACIÓN COMPENSADA (CÁLCULO DE LA MATRIZ ALPHA)

PARAMETROS PARA COMPRESION NIETA																
ÁREA		=	450.00	m ²	L=		30.00	m	B=		15.00	m				
PRESION TOTAL, q _t		=	5.30	Ton/m ²	Df=		2.50	m	q _a =		5.30	Ton/m ²				
PESO TOTAL		:	2,385.00	Ton	ESF.EFEC=		3.48	Ton/m ²	INCR. NETO=		1.82	Ton/m ²				
---					Uod=		0.00	Ton/m ²	N.A.F=		2.95	m				
					sod=		3.48	Ton/m ²	c=		2					
ESTRATO	No.	De	A	d	Prof. Med.	Esf.Efec.σ _o	z	Iz	Δσ	σ _i = σ _o + Δσ	δ _{cn}	α _{rc}	α _{cn}	α _{Tot}	Deformación Total	
		m	m	cm	m	Kg/cm ²	m	---	Kg/cm ²	Kg/cm ²	cm	cm ³ /Kg	cm ³ /Kg	cm ³ /Kg	cm	
	1	0.00	1.60	---	0.80	0.125	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
	2	1.60	2.50	---	2.05	0.260	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
	3	2.50	3.00	50	2.75	0.348	0.25	0.9994	0.182	0.530	0.0200	0.008	0.11	0.04	0.02	0.02
	4	3.00	5.80	280	4.40	0.492	1.90	0.9680	0.176	0.668	0.7194	3.414	4.08	3.64	1.87	1.87
	5	5.80	9.30	350	7.55	0.644	5.05	0.8152	0.148	0.792	1.2677	9.580	8.54	9.22	3.99	3.99
	6*	9.30	9.40	10	9.35	0.719	6.85	0.7114	0.129	0.848	---	---	---	---	---	---
	7*	9.40	12.90	350	11.15	0.93	8.65	0.6139	0.112	1.037	1.5590	4.299	13.95	7.61	2.48	2.48
	8	12.90	13.20	30	13.05	1.174	10.55	0.5233	0.095	1.269	---	---	---	---	---	---
	9*	13.20	17.10	390	15.15	1.441	12.65	0.4392	0.080	1.521	0.7481	1.507	9.36	4.20	0.98	0.98
	10*	17.10	17.30	20	17.20	1.680	14.70	0.3717	0.068	1.748	---	---	---	---	---	---
	11	17.30	20.30	300	18.80	1.892	16.30	0.3277	0.060	1.952	0.1399	0.641	2.35	1.23	0.21	0.21
											4.45	19.45	25.77	25.96	9.55	9.55

