



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

38
275

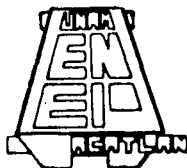
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLÁN

FALLA DE ORIGEN

"ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN DE LA
AMPLIACIÓN DEL PALACIO MUNICIPAL DE
TLALNEPANTLA DE BAZ ESTADO DE MÉXICO"

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
MARTIN SANCHEZ PEREZ

ASESOR: ING. JUAN VICTOR PADILLA CORREA



ACATLÁN, ESTADO DE MÉXICO,

1993



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 está 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
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SR. MARTIN SANCHEZ PEREZ
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.
P R E S E N T E :

DE ACUERDO A SU SOLICITUD PRESENTADA CON FECHA 3 DE NOVIEMBRE DE 1993. ME COMPLACE NOTIFICARLE QUE ESTA JEFATURA DEL PROGRAMA TUVO A BIEN ASIGNARLE EL SIGUIENTE TEMA DE TESIS: "ANALISIS DE LA CIMENTACION DE LA AMPLIACION DEL PALACIO MUNICIPAL DE TLALNEPANTLA DE BAZ ESTADO DE MEXICO". EL CUAL SE DESARROLLARA COMO SIGUE:

- INTRODUCCION
I.- DESCRIPCION GEOTECNICA DEL VALLE DE MEXICO.
II.- DESCRIPCION DEL PROYECTO.
III.- EXPLORACION, MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO.
IV.- INGENIERIA DE CIMENTACIONES.
V.- PROCESO CONSTRUCTIVO.
CONCLUSIONES.

AHI MISMO FUE DESIGNADO COMO ASESOR DE SU TRABAJO PROFESIONAL EL SR. ING. JUAN VICTOR PADILLA CCRREA

PIDO A USTED TOMAR NOTA QUE EN CUMPLIMIENTO DE LO ESPECIFICADO EN LA LEY DE PROFESIONES, DEBERA PRESTAR SERVICIO SOCIAL DURANTE UN TIEMPO MINIMO DE SEIS MESES COMO REQUISITO BASICO PARA SUSTENTAR EXAMEN PROFESIONAL. ASI COMO DE LA DISPOSICION DE LA DIRECCION GENERAL DE INSTITUCIONES ESCOLARES EN EL SENTIDO DE QUE SE IMPRIMA EN LUGAR LOS EJEMPLARES DEL TRABAJO PROFESIONAL, EL TITULO REALIZADO, ESTA COMUNICACION DEBERA IMPRIMIRSE EN EL INTERIOR DEL TRABAJO PROFESIONAL.

SIN MAS POR EL MOMENTO. RECIBA UN CORDIAL SALUDO.



ENEP-ACATLAN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

A T E N T A M E N T E
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
ACATLAN, EDO. DE MEX. DE AGOSTO DE 1993

ING. CARLOS ROSALES AGUILAR
JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

Sabiendo que no hay manera de agradecer a todas aquellas personas que contribuyeron en mi desarrollo profesional creo que esta es una oportunidad de hacerlo de una manera sencilla pero significativa.

A Dios

Por quien existo y debo todo lo que tengo y soy

A mis padres Juanita y David

Quienes siempre me dieron su apoyo moral, económico y afectivo les doy gracias sin saber como pagar todos sus sacrificios. Gracias

A mi esposa Adriana y mi hija Jessica Andrea

Quienes me dan su apoyo incondicional y me brindan momentos felices en mi vida.

A la UNAM y profesores

Agradezco a la universidad y mis profesores, de quienes obtuve sus conocimientos para mi formación.

A mis hermanos y todas aquellas personas que contribuyeron de una o de otra manera en mi formación y que me brindaron su apoyo.

Al Ing. Juan Víctor Padilla Correa

Quiero agradecer de una manera muy especial al Ing. J.V. Padilla quien me brindó de manera incondicional su amistad, apoyo, confianza y conocimientos que sirvieron como guía en la realización del presente trabajo.

| | |
|--------------------------------------------------------------------|-----------|
| INTRODUCCIÓN | 1 |
| CAPITULO I DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DEL VALLE DE MÉXICO | |
| DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DEL VALLE DE MÉXICO | 3 |
| I.1 MARCO VULCANOLÓGICO | 3 |
| I.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS SUELOS DEL VALLE DE MÉXICO | 4 |
| I.2.1 Depósitos de Lago | 5 |
| I.2.2 Depósitos de Transición | 6 |
| I.2.3 Depósitos de Lomas | 7 |
| I.2.3.1 Zona Poniente | 7 |
| I.2.3.2 Zona Norte | 8 |
| I.3 ZONIFICACION GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO | 9 |
| I.3.1 Zona de Lomas | 9 |
| I.3.2 Zona de Transición | 10 |
| I.3.3 Zona de Lago | 11 |
| I.4 SITUACION GEOGRAFICA DEL PROYECTO | 14 |
| CAPITULO II DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO | |
| DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO | 15 |
| II.1 CARACTERÍSTICAS ARQUITECTONICAS | 15 |
| II.1.1 Edificio actual | 15 |
| II.1.2 Edificio de ampliación | 15 |
| II.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES | 16 |
| II.2.1 Edificio actual | 16 |
| II.2.2 Edificio de ampliación | 16 |
| II.3 ESTIMACION DE CARGAS | 17 |
| II.3.1 Distribución de áreas | 18 |
| II.3.2 Trabes metálicas | 18 |
| II.3.3 Columnas | 19 |
| II.3.4 Muros perimetrales de fachada | 19 |
| II.4 DESARROLLO DE LAS ESTIMACIONES DE CARGA | 20 |
| II.4.1 Columnas | 20 |
| II.4.2 Trabes | 20 |
| II.4.3 Muros de fachada | 20 |
| II.4.4 Área tributaria | 21 |
| CAPITULO III EXPLORACIÓN, MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO | |
| EXPLORACIÓN, MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO | 23 |
| III.1 INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS | 23 |
| III.1.1 Propiedades de los suelos | 24 |
| III.1.2 Tipos de suelos | 24 |
| III.1.3 Estructura de los suelos finos | 24 |

| | | |
|-------------|-------------------------------------------------------------------------------|----|
| III.1.4 | Minerales de los suelos finos | 25 |
| III.1.5 | Estructura de los suelos gruesos | 26 |
| III.2 | MÉTODOS DE EXPLORACION DEL SUBSUELO | 27 |
| III.2.1 | Métodos de exploración directos | 27 |
| III.2.1.1 | Muestreador Shelby | 28 |
| III.2.1.2 | Penetración estándar | 28 |
| III.2.1.3 | Sondeo mixto | 29 |
| III.2.1.4 | Pozos a ciclo abierto (PCA) | 30 |
| III.2.2 | Métodos indirectos | 30 |
| III.2.2.1 | Método geofísicos | 30 |
| III.2.2.2 | Método geosísmico | 30 |
| III.2.2.3 | Método de resistividad eléctrica | 31 |
| III.2.3 | Condiciones hidráulicas | 31 |
| III.3 | PRUEBAS DE LABORATORIO | 32 |
| III.3.1 | Pruebas Índice | 32 |
| III.3.1.1 | Contenido de agua | 32 |
| III.3.1.2 | Peso volumétrico de la masa | 33 |
| III.3.1.3 | Densidad de sólidos | 33 |
| III.3.1.4 | Estados límite de consistencia | 33 |
| III.3.1.5 | Granulometría | 35 |
| III.3.1.6 | Relación de vacíos | 37 |
| III.3.2 | Pruebas mecánicas | 37 |
| III.3.2.1 | Consolidación unidimensional | 38 |
| III.3.2.2 | Resistencia al corte | 39 |
| III.3.2.3 | Prueba de compresión simple | 39 |
| III.3.2.4 | Pruebas triaxiales | 40 |
| III.3.2.4.1 | Prueba rápida (No consolidada-no drenada) UU | 40 |
| III.3.2.4.2 | Prueba lenta (Consolidada-drenada) CD | 40 |
| III.3.2.4.3 | Prueba rápida consolidada (Consolidada-no drenada) CU | 41 |
| III.4 | CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS, FÍSICAS Y MECÁNICAS EN EL SITIO DEL PROYECTO | 41 |
| III.4.1 | Exploración | 42 |
| III.4.2 | Evaluación de las condiciones piezométricas | 43 |
| III.4.3 | Pruebas de laboratorio | 43 |
| III.4.3.1 | Límites de consistencia | 44 |
| III.4.3.2 | Perfil estratigráfico | 44 |
| III.4.3.3 | Pruebas de consolidación | 47 |

CAPITULO IV INGENIERÍA DE CIMENTACIONES

| | |
|----------------------------------|----|
| INGENIERÍA DE CIMENTACIONES | 48 |
| IV.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES | 48 |
| IV.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS | 51 |
| IV.3 CAPACIDAD DE CARGA | 54 |
| IV.3.1 Solución de Prandtl | 54 |

| | | |
|----------|--------------------------------------------------------------------------------|----|
| IV.3.2 | Teoría de Terzaghi | 55 |
| IV.3.3 | Teoría de Skempton | 57 |
| IV.3.4 | Teoría de Meyerhof | 58 |
| IV.4 | ESTADOS DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO | 61 |
| IV.4.1 | Teoría de Boussinesq | 61 |
| IV.4.1.1 | Carga concentrada | 62 |
| IV.4.1.2 | Carga lineal de longitud finita | 62 |
| IV.4.1.3 | Carga uniformemente repartida en una superficie rectangular | 63 |
| IV.4.2 | Asentamientos por el método elástico | 64 |
| IV.4.2.1 | Asentamiento elástico bajo una carga concentrada | 65 |
| IV.4.2.2 | Asentamiento elástico bajo cargas distribuidas en superficies circulares. | 65 |
| IV.4.2.3 | Cargas distribuidas en superficies rectangulares | 65 |
| IV.5 | VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES | 67 |
| IV.5.1 | Acciones de diseño | 67 |
| IV.5.2 | Factores de carga y resistencia | 67 |
| IV.5.3 | Verificación de la seguridad de cimentaciones someras | 68 |
| IV.5.3.1 | Estados límite de falla | 68 |
| IV.5.3.2 | Estados límite de servicio | 69 |
| IV.5.4 | Cimentaciones con pilotes de punta o pilas | 69 |
| IV.5.4.1 | Estados límite de falla | 70 |
| IV.5.4.2 | Estados límite de servicio | 72 |
| IV.6 | SELECCION Y ANÁLISIS DE LA ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN MÁS ADECUADA AL PROYECTO | 72 |
| IV.6.1 | Revisión de la cimentación a base de pilas | 72 |
| IV.6.1.1 | Capacidad de carga | 73 |
| IV.6.1.2 | Revisión de los estados límite de falla | 74 |
| IV.6.1.3 | Revisión de los estados límite de servicio | 76 |
| IV.6.2 | Cimentación a base de una losa de cimentación | 77 |
| IV.6.2.1 | Capacidad de carga | 77 |
| IV.6.2.2 | Revisión de los estados límite de falla | 78 |
| IV.6.2.3 | Revisión de los estados límite de servicio | 81 |
| IV.6.3 | Empuje sobre muros rígidos perimetrales | 83 |
| IV.6.4 | Falla de fondo por cortante | 84 |

CAPITULO V PROCESO CONSTRUCTIVO

| | |
|---------------------------------|----|
| PROCESO CONSTRUCTIVO | 85 |
| V.1 PRELIMINARES | 85 |
| V.2 INSTRUMENTACION | 85 |
| V.2.1 Referencias superficiales | 86 |
| V.2.2 Criterios de instalación | 86 |
| V.2.3 Procedimiento de medición | 87 |
| V.2.4 Información obtenida | 88 |
| V.2.5 Bancos de nivel flotantes | 88 |

| | | |
|-----|----------------------------------------------------------|------------|
| | V.2.5.1 Instalación del banco de nivel flotante | 88 |
| | V.2.6 Trazo de los ejes del proyecto | 89 |
| V.3 | SEGURIDAD | 89 |
| V.4 | MURO DE COLINDANCIA | 89 |
| | V.4.1 Excavación y recimentación del edificio colindante | 89 |
| V.5 | MURO DE CONTENCIÓN EN EL PERÍMETRO DE LA CONSTRUCCIÓN | 91 |
| V.6 | PILAS | 91 |
| | V.6.1 Excavación | 92 |
| | V.6.2 Preparación y colado de las pilas | 92 |
| | V.6.2.1 Acero | 92 |
| | V.6.2.2 Concreto | 93 |
| V.7 | LOSA DEL SÓTANO DE ESTACIONAMIENTO | 93 |
| | CONCLUSIONES | 95 |
| | GLOSARIO | 99 |
| | BIBLIOGRAFIA | 101 |

El presente trabajo; "ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN DE LA AMPLIACIÓN DEL PALACIO MUNICIPAL DE TLALNEPANTLA DE BAZ ESTADO DE MÉXICO" tiene como finalidad analizar las posibles soluciones de cimentación, desde el punto de vista de Mecánica de Suelos, basados en los resultados obtenidos de la exploración y muestreo del subsuelo en el sitio de interés y en las pruebas de laboratorio realizadas.

La cimentación es aquella parte de una estructura civil, que sirve para transmitir las cargas de la superestructura (Losas, trabes, muros, etc.) al terreno de apoyo, así como evitar asentamientos diferenciales que afecten a la estructura. El buen comportamiento de una cimentación depende del análisis que se realice en función de las propiedades mecánicas del subsuelo que presenta el sitio de interés.

El presente trabajo trata de cubrir lo anterior en una forma concisa y compacta, de manera que sea lo más accesible posible a aquellas personas interesadas, es por ello que se evitan deducciones o demostraciones de algunas teorías de la Ingeniería de Cimentaciones, sin olvidar los aspectos básicos de estas, así como el procedimiento de cálculo para un análisis satisfactorio.

El contenido del trabajo se desarrolla como se indica a continuación.

En el capítulo primero se describen las características generales del subsuelo de la Ciudad de México, su ubicación dentro del Valle de México, así como la ubicación geográfica del sitio del proyecto.

En el segundo capítulo se realiza la descripción arquitectónica y estructural del proyecto de ampliación, así como las consideraciones que se tomaron para analizar las solicitaciones a las que estará sujeta la estructura aplicando los lineamientos que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

El tercer capítulo llamado EXPLORACIÓN, MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO, se establecen las características estratigráficas, físicas y mecánicas del subsuelo en el sitio del proyecto en base a las exploraciones y pruebas de laboratorio que se realizaron, así como los resultados obtenidos.

En el cuarto capítulo se realiza una descripción general de algunos tipos de cimentaciones, teorías de capacidad de carga y aquellos análisis necesarios para la revisión de la estabilidad de una cimentación, con el objeto de seleccionar y diseñar la opción que más se adapte al proyecto en función de las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo, verificando que se cumplan los lineamientos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el

Diseño y construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

En el capítulo cinco se describen los procesos constructivos y recomendaciones para la construcción de pilas y la excavación para la construcción del estacionamiento.

En el capítulo seis se hace referencia a las recomendaciones, comentarios y conclusiones después de haber analizado las opciones de cimentación.

Al final del trabajo se encuentra un glosario con aquellos conceptos que no son tan comunes y que de alguna forma ayudan a comprender algunos términos que se encuentran en el presente trabajo.

DESCRIPCIÓN GEOTECNICA DEL VALLE DE MÉXICO

El Valle de México es una unidad geográfica limitada al Norte por las Sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al Sur por las Sierras de Cuauhtzín y Ajusco, al Este por los llanos de Apan, los Montes de Río Frio y Sierra Nevada; al Oeste por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo. (Ver la figura 1.1)

La superficie del valle es de 7,160 Km² y se encuentra a 2,240 metros sobre el nivel del mar. Dentro del valle de México se encuentra ubicado el Distrito Federal y la zona Metropolitana, que juntos ocupan un total de 1,480 Km².

Podríamos hacer una similitud y decir que el Valle de México se parece a una gran presa esolovada, que en su salida (al sur) existen basaltos de la Sierra de Chichinautzin, y en la parte superior del vaso se encuentran arcillas lacustres, y en la parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes. (Ver figura 1.2)

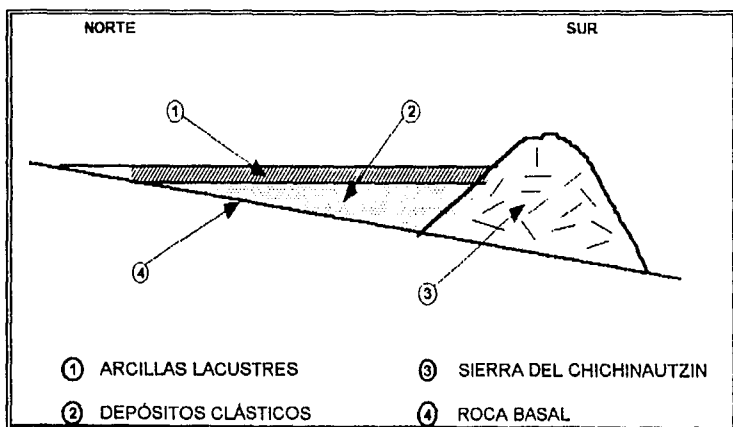
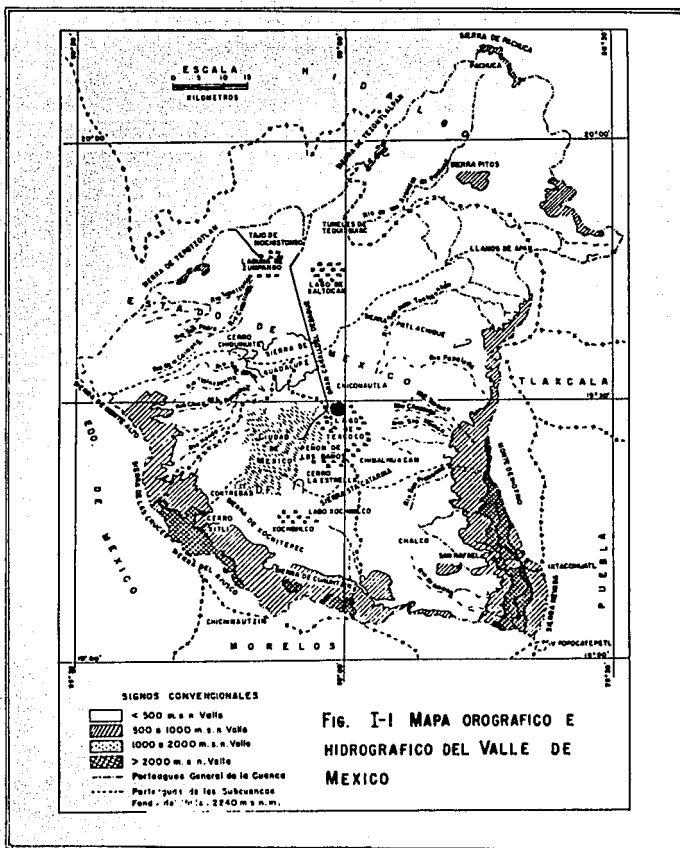


Figura 1.2 Esquema geológico general del Valle de México

1.1 MARCO VULCANOLOGICO

Todo el material contenido en los depósitos de la cuenca del Valle de México son de origen volcánico, como por ejemplo las lavas de los domos pilocónicos del cerro de Chapultepec y el cerro del Tepeyac, lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina con su hilera de conos escoriaáceos



FALLA DE ORIGEN

juveniles rodeados de lavas, y las más recientes en el Pedregal de San Ángel producto del Xlite. Existen derrames basálticos mayores, como lo es el cerro de San Miguel (ubicado al SW de la Ciudad de México), este complejo volcán con calderas múltiples, y estando activo desde finales del plioceno (mas de 100,000 años) hizo erupciones pumíticas en un periodo de dos a tres millones de años, dejando varios kilómetros cuadrados de lavas, lahares calientes y fríos, que han contribuido a los extensos abanicos volcánicos que se conocen como Formación Lomas. También destacan las conocidas arenas azules que irrumpieron al formarse la caldera del cerro San Miguel (hace aproximadamente 170,000 años). Al precipitarse los piroclásticos sobre las superficies glaciales en las cumbres del volcán, el vapor producido generó lahares calientes avanzando hasta 20 km. para terminar en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Ángel. Hubo ocasiones en que existieron lahares fríos (corrientes de lodo) arrastrando extraordinarios bloques de roca en una matriz arenolosa.

En el renglón de depósitos volcánicos indirectos se deben mencionar acumulaciones de polvo eólico (detritos derivados de cenizas volcánicas), el viento levanta este polvo y lo transporta en ocasiones a grandes distancias, si es depositado en laderas durante grandes periodos de clima frío, se transformará en suelos inmaduros que con el tiempo se convierten en tobas amarillas que abundan en las Lomas. Sin embargo, si son depositadas en un lago, como el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan, transformándose en arcillas. Por otro lado, si se asientan durante un interglaciar (cuando impera un clima relativamente caliente), se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa, estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas. Los suelos rojos, ricos en coloides, son característicos del sangamon.

Relacionados con los periodos glaciales, especialmente a finales de ellos, están los deshielos, por los cuales crecieron arroyos y ríos caudalosos. Los deshielos generaron potentes depósitos fluviales que se reconocen hoy en numerosos puntos de las Lomas, así como al pie de ellas en la transición a la planicie central, formando abanicos aluviales y deltas.

1.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS SUELOS DEL VALLE DE MÉXICO

Los suelos del Valle de México se caracterizan por la intensa actividad volcánica del pasado, de los cuales existen muy abundantes materiales de aquel origen volcánico y en el subsuelo de la ciudad de México aparecen depósitos finos debidos al mismo origen volcánico. Los depósitos que constituyen los suelos del Valle de México, en base a estudios realizados en el mismo y por características peculiares de cada zona, el Valle de México se divide en las tres zonas que se describen a continuación.

I.2.1 DEPÓSITOS DEL LAGO

Los suelos arcillosos blandos son consecuencia del proceso de depósito y de alteración físico-química de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre (aquí existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática), en época de sequía el nivel del agua bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación, así como costras duras cubiertas por arenas volcánicas (arenas basálticas o pumíticas) debidas a las erupciones volcánicas.

El proceso descrito arriba formó estratos de arcilla con lentes duros de limos arcillo-arenosos en espesores variables. Los estratos de arcilla se han consolidado por su propio peso y por el abatimiento del nivel freático, a la primera se le denomina consolidación natural, y consolidación inducida a la segunda.

En una forma general se puede describir la estratigrafía de los depósitos de lago, la cual es la que a continuación se menciona.

Costra superficial

Este estrato está integrado por tres substratos, y lo forman materiales naturales cubiertos con un relleno artificial, dichos estratos se mencionan a continuación:

Relleno artificial

Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico, sus espesores varían de 1 a 7 metros.

Suelo blando

Es una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.

Costra seca

Se formó por una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del lago a los rayos solares.

Serie arcillosa lacustre superior

Entre la superficie y la llamada capa dura existen cuatro estratos principales, que en conjunto se le denomina serie arcillosa superior, tienen un espesor que varía entre 25 y 50 metros aproximadamente, la descripción de dichos estratos se mencionan a continuación:

Arcilla preconsolidada superficial

En este estrato superficial, las sobrecargas y los rellenos provocaron una consolidación, que transformó a los suelos normalmente consolidados en arcillas preconsolidadas.

Arcilla normalmente consolidada

Estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque aún estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación apartir de su condición inicial.

Arcilla preconsolidada profunda

En las arcillas profundas se nota más el fenómeno de consolidación, esto debido al bombeo de agua para abastecer a la Ciudad de México.

Lentes duros

Los estratos de arcilla tienen lentes duros, que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrios volcánicos, estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

Capa dura

La capa dura es un depósito de limo arenoso con algo de arcilla y un poco de grava, con una cementación muy heterogénea, teniendo espesores variables, comprendidos de uno a cinco metros.

Serie arcillosa lacustre inferior

Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, con un espesor de quince metros al centro del lago y casi nulo en las orillas. Existe poca información respecto a este estrato.

Depósitos profundos

Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio. En la parte superior de este estrato los depósitos están bien cementados y tienen un espesor de aproximadamente cinco metros. Abajo de estos depósitos se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

I.2.2 DEPÓSITOS DE TRANSICION

Estos depósitos forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona de lago. Los materiales de estos depósitos son de origen aluvial y se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastradas por las corrientes hacia el lago, de esta manera se generaron las siguientes transiciones:

CONDICION INTERESTRATIFICADA DEL PONIENTE

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarreo fluviales que descendieron de las lomas a la planicie.

En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la faja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevalectente en cada época geológica, consecuentemente y generalizando, puede hablarse de una zona de transición interestratificada cambiante y ancha al pie de las lomas; en esta área se localizan depósitos caóticos glaciales, laharicos y fluvio-glaciales caracterizados por enormes bloques depositados en las barrancas de San Angel, Del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo.

CONDICION ABRUPTA CERCANA A LOS CERROS

En esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes, en este caso los depósitos fluviales son nulos, lo que origina que las arcillas lacustres estén en contacto con roca. Este tipo de transición se presenta en el Peñón de los Baños, Peñón del Marqués, Cerro de la Estrella y el Cerro del Tepeyac, la estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la arcilla lacustre interrumpida por lentes duros, de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

I.2.3. DEPÓSITOS DE LOMAS

La Zona de Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle. En las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Los depósitos de Lomas se pueden dividir en la Zona Poniente y en la Zona Norte, teniendo cada zona particularidades como las que se citan a continuación.

I.2.3.1 ZONA PONIENTE

En esta zona existen dos subdivisiones, la primera es la Sierra de las Cruces y la segunda el Pedregal del Xitle, ambas se describen a continuación.

En la Sierra de las Cruces existen abanicos volcánicos, caracterizándose por la acumulación de materiales proclásticos.

En la formación de las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de grandes volcanes andesíticos estratificados.

Horizonte de cenizas volcánicas

Fueron producidas por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.

Capas de erupciones pumíticas

Corresponden a la actividad volcánica de mayor violencia, se depositaron en capas de gran uniformidad.

Lahares

Son acumulaciones caóticas de materiales piroclásticos, arrastrados lentamente por corrientes de agua.

Lahares calientes

Están asociadas a erupciones paroxísmicas de extraordinaria violencia, las arenas y gravas azules son las más representativas de estos depósitos.

Depósitos glaciares

Caracterizados por grandes bloques angulosos en una matriz más fina, dispuestos en forma caótica, presentando un color rosa.

Depósitos fluvio-glaciares

Son producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glaciar.

Depósitos fluviales

Correlacionables con la formación clásica aluvial del relleno de la cuenca del Valle de México.

Suelos

Son productos de la alteración de lahares y cenizas, de color rojo y gris. Por otra parte, los depósitos más antiguos presentan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al Noreste. (Dirección de las mayorías de las barrancas de la zona).

En el pedregal del Xitle hace aproximadamente dos mil años descendió una extensa colada de lavas basálticas, sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y avanzaron hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Ángel.

1.2.3.2 ZONA NORTE

Esta región corresponde a la Sierra de Guadalupe, se integra principalmente por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas, en forma de un conjunto de elevaciones domíticas que se extienden desde el Tepeyac hasta la zona de Barrientos.

Una característica de la Sierra de Guadalupe son los potentes depósitos de tobas amarillas (Consisten en estratos de vidrio pumítico fino a grueso, producto de las erupciones violentas que generaron la Sierra de las Cruces durante el Mioceno y Pleistoceno Inferior) que cubren los pies de sus numerosas elevaciones en forma de abanicos aluviales. Durante el Pleistoceno Medio y Superior las oscilaciones climáticas produjeron períodos glaciales e

interglaciales, que sometieron a la Sierra de Guadalupe a ciclos de erosión pluvial y eólica, formándose pequeños depósitos de aluviones y loess.

Finalmente al resolverse la cuenca de México a consecuencia de la formación de la Sierra de Chichinautzin, la Sierra de Guadalupe fue rodeada por depósitos aluviales y lacustres en el sur, este y norte.

1.3 ZONIFICACIÓN GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Atendiendo a la estratigrafía y propiedades Mecánicas del subsuelo del valle de México, particularmente la compresibilidad y la resistencia de los depósitos de la cuenca, Raúl Marsal y Marcos Mazari elaboraron una carta donde zonifican la zona urbana de la Ciudad de México en las siguientes zonas:

- a) Zona de Lomas
- b) Zona de Transición
- c) Zona de Lago

Dicha zonificación ha tenido cambios desde entonces, hasta llegar a una zonificación propuesta por Covitur en 1986, dicha zonificación aparece en la figura 1.3.

La zonificación actualizada de la zona urbana de la Ciudad de México se describe a continuación:

1.3.1 ZONA DE LOMAS

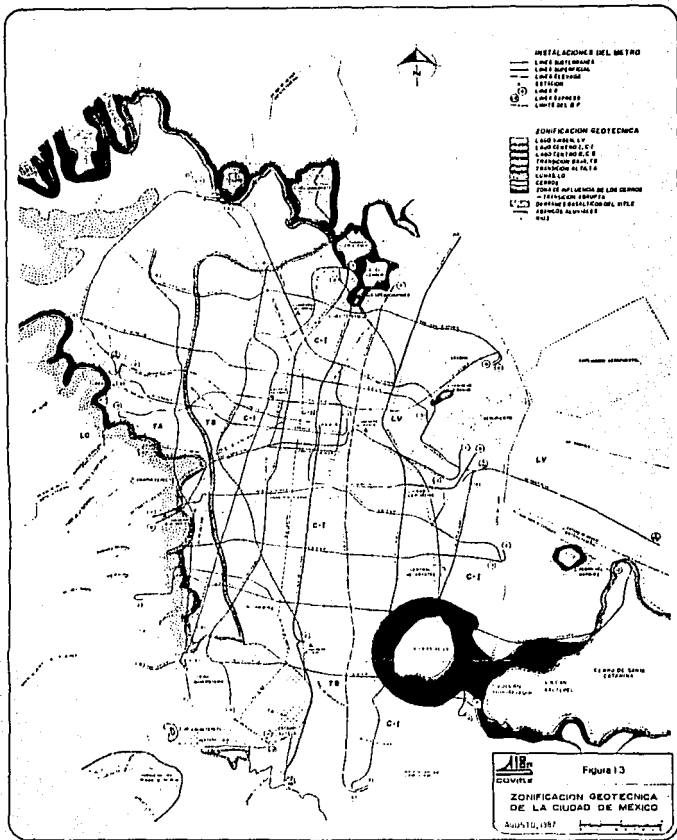
Se encuentra localizada en las partes de las últimas estiraciones de la sierra de las cruces. Los suelos de esta zona se pueden clasificar en seis grupos atendiendo a los problemas de cimentación, cada uno de ellos se describe a continuación:

Tobas estables

Este tipo de suelos aparecen en la zona alta de las lomas de Chapultepec en las que se tienen conglomerados de alta capacidad de carga (aún bajo la acción erosiva del agua) compuesta de arena y grava en proporciones variables bien cementadas (en suelos finos) presentando una alta capacidad de carga. En el subsuelo se localizan cavernas producto de la explotación de materiales pétreos para la construcción.

Tobas inestables

Son compuestos en gran proporción por arcillas de plasticidad media a alta con cementación pobre.



FALLA DE ORIGEN

Suelos pumíticos

Dentro de las formaciones características de la zona se encuentran en espesores variables comprendidos de 1.0 a 3.0 metros de arena pumítica limpia.

Reellenos

Debido al intenso crecimiento que tiene la ciudad de México se ha tenido necesidad de aprovechar barrancas que se encuentran con materiales producto de desperdicio de construcción y despalmes, que al colocarlos como reellenos no tienen la compactación adecuada y pueden producir mecanismos de falla.

Suelos de origen eólico

Al pie de la sierra de Guadalupe se encuentran eventualmente depósitos de arena suelta, cuyos espesores son del orden de 4.00 metros.

Roca basáltica

En gran parte de la zona sur de la ciudad de México se tienen derrames de lava con distintos grados de fracturamiento y oquedad. Las partes sanas del basalto pueden llegar a tener las mejores resistencias encontradas en el valle de México.

1.3.2 ZONA DE TRANSICION

Es la feja comprendida entre la zona de lago y la zona de lomas, en esta zona se alternan estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo de los espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago. Los depósitos profundos se localizan a 20.00 m. de profundidad o menos, y esta constituida predominantemente por estratos arenosos y limo-arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, teniendo estas espesores variables, contienen materiales de origen aluvial, los cuales se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago con diferente frecuencia, de esta manera se generan dos tipos de transiciones, la *Interestratificada* y la *abrupta*.

En la tabla 1 se observan las propiedades de esta zona.

-Transición *Interestratificada*_ Se alternan estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo de los espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago. Es conveniente subdividir esta transición en subzonas en función de la cercanía a las lomas y sobre todo del espesor de los suelos relativamente blandos; es así como se identifican las transiciones alta y baja.

-Transición *alta*_ Es la subzona de transición mas próxima a las lomas, presenta irregularidades *estratigráficas* producto de los depósitos aluviales cruzados, la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguos barrancos,

bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las lomas.

-Transición baja_ Corresponde a la transición vecina a la zona de lago, aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estrato limo-arenosos de origen aluvial que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a la estratificación compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

-Transición abrupta_ Es la transición entre la zona del lago y cerros aislados, en la que las arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado.

1.3.3 ZONA DE LAGO

La última zonificación del Distrito Federal es la zona de lago, denominada así porque se encuentra localizada sobre el antiguo lago de Texcoco. Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio.

Dependiendo de la localización e historia de las cargas la zona de lago se ha subdividido, atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes, como son el espesor y propiedades de la costra superficial y la consolidación inducida en cada sitio, (ver tablas 2, 3 y 4) estas subdivisiones son las siguientes.

LAGO VIRGEN

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación, pero recientemente el desarrollo esta zona de la ciudad esta incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

LAGO CENTRO I

Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrollo desde principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre el lago virgen y la lago centro II.

Las características propias de esta subzona se aprecian notables incrementos de resistencia, originado por las sobrecargas.

LAGO CENTRO II

Corresponde a la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, o en su caso contrario arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos períodos de tiempo, y arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales.

Así mismo, el intenso bombeo de agua para surtir a la Ciudad de México refleja un aumento de resistencia de los estratos de arcilla por efectos de la consolidación inducida.

TABLA 1 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, TRANSICION ALTA

| Estrato* | Espesor Metros | Peso volumetrico Ton / m ³ | Cohesión Ton / m ² | Angulo de fricción Grados |
|--------------------|-------------------|------------------------------------------|----------------------------------|------------------------------|
| Costra superficial | 8.0 a 10.0 | 1.8 | 10 | 20 |
| Suelos blandos | 4.0 a 6.0 | 1.3 | 5 | 0 |

*En orden de aparición a partir de la superficie

TABLA 2 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

| Estrato* | Espesor Metros | Peso volumetrico Ton / m ³ | Cohesión Ton / m ² | Angulo de fricción Grados |
|--------------------------|-------------------|------------------------------------------|----------------------------------|------------------------------|
| Costra superficial | 1.0 a 2.5 | 1.4 | 1 | 20 |
| Serie arcillosa superior | 38 a 40 | 1.15 | 0.5 a 1.0 | 0 |
| Capa dura ** | 1.0 a 2.0 | 0 | 0.0 a 10.0 | 25 a 36 |
| Serie arcillosa inferior | 15 a 30 | 1.25 | 3.0 a 4.0 | 0 |

* En orden de aparición a partir de la superficie

** La información disponible es muy limitada.

TABLA 3 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

| Estrato* | Espesor Metros | Peso volumetrico Ton / m ³ | Cohesión Ton / m ² | Angulo de fricción Grados |
|--------------------------|-------------------|------------------------------------------|----------------------------------|------------------------------|
| Costra superficial | 4.0 a 8.0 | 1.8 | 4 | 25 |
| Serie arcillosa superior | 20.0 a 30.0 | 1.2 | 1.0 a 2.0 | 0 |
| Capa dura ** | 3.0 a 5.0 | 1.5 a 1.8 | 0 a 10.0 | 25 a 26 |
| Serie arcillosa inferior | 8.0 a 10.0 | 1.3 a 1.35 | 5.0 a 8.0 | 0 |

*En orden de aparición a partir de la superficie

**La información disponible es muy limitada

TABLA 4 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

| Estrato* | Espesor Metros | Peso volumetrico Ton / m ³ | Cohesión Ton / m ² | Angulo de fricción Grados |
|--------------------------|-------------------|------------------------------------------|----------------------------------|------------------------------|
| Costra superficial | 8.0 a 10.0 | 1.7 | 4 | 25 |
| Serie arcillosa superior | 20.0 a 25.0 | 1.3 | 3 | 0 |
| Capa dura ** | 3.0 a 5.0 | 1.5 a 1.8 | 0 a 10.0 | 25 a 36 |
| Serie arcillosa inferior | 8.0 a 8.0 | 1.3 a 1.4 | 6.0 a 12.0 | 0 |

*En orden de aparición a partir de la superficie

**La información disponible es muy limitada

1.4 SITUACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO

El sitio del proyecto se encuentra localizado en el poblado de Tlalnepantla de Baz, Tlalnepantla se encuentra ubicado en los 19° 82' 20" de latitud norte y a 99° 11' 39" de latitud oeste.

Limita al Norte con el municipio de Tultitlán, al Noreste con el municipio de Coacalco, al Noroeste con el municipio de Cuautitlán Izcalli, al sur con Naucalpan y el Distrito Federal, al Este con el municipio de Ecatepec y al Oeste con Atlixpán.

Cuenta con una extensión territorial de 8,348 km², dividiéndose políticamente en su entidad, 19 pueblos, 87 colonias, 60 fraccionamientos y 16 fraccionamientos industriales, su altura media con respecto al mar es de 2,251 m.

La construcción de la ampliación se ubica en el centro de Tlalnepantla, tal y como se muestra en la figura 1.4.

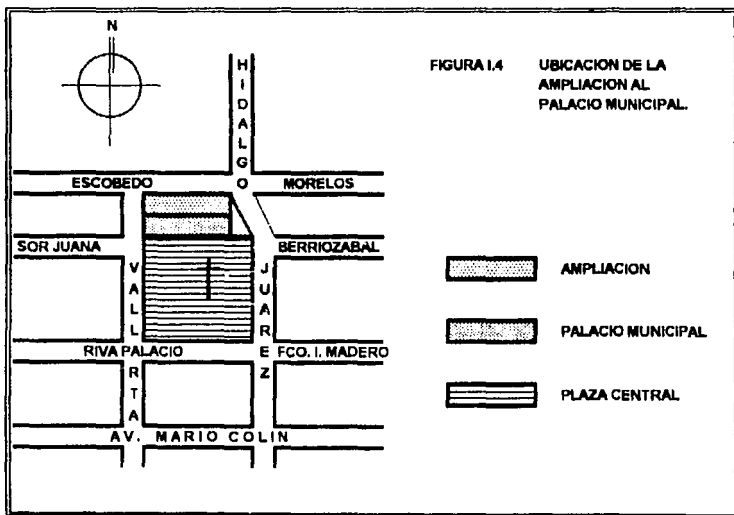


Figura 1.4 Ubicación del sitio del proyecto

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

En este capítulo se describen las características arquitectónicas y estructurales del Palacio Municipal, así como las sollicitaciones a las que estará sujeta la nueva estructura, determinando estas sollicitaciones de acuerdo a lo que marca el reglamento de construcciones vigente.

II.1 CARACTERÍSTICAS ARQUITECTÓNICAS

II.1.1 EDIFICIO ACTUAL

El edificio actual que alberga al palacio municipal tiene un área en planta de 96 por 34 metros, esta conformado por tres niveles que tienen en promedio 4.0 m de altura de entrepiso aproximadamente, y que hacen un área total en planta de aproximadamente 2,900 m².

La construcción del palacio actual data de principios de siglo, y se encuentran extraviados los planos, razón por la cual no es posible presentar detalles arquitectónicos y estructurales. En general se puede mencionar algunas de las características principales de dicho edificio:

- Existen muros divisorios de tabla roca
- Muros de carga de tabique rojo
- Losas de concreto armado
- Sistemas de marcos de concreto
- Pisos de mármol y mosaico
- Plafones y acabados en yeso

La fachada se caracteriza por un estilo colonial, a base de muros de tabique aparente y arcos fabricados con cantera gris, que dan uniformidad al edificio.

II.1.2 EDIFICIO DE AMPLIACIÓN

El edificio de ampliación al Palacio Municipal se realizará sobre una superficie de terreno de aproximadamente 2,957 m², y su área útil construida será de 10,306 m², donde se alojarán oficinas, archivos, un estacionamiento subterráneo (3.5 m abajo del nivel de banquetta), así como una comunicación con el palacio existente.

Los detalles arquitectónicos tendrán las características del palacio existente.

La relación de áreas se resumen en el siguiente cuadro:

| NIVEL | CAPACIDAD | AREA (M2) |
|---------------------------|----------------|-----------|
| Sotano de estacionamiento | 92 Autos | 2957 |
| Planta Baja | 440 Empleados | 2644 |
| Primer Piso | 340 Empleados | 2105 |
| Segundo Piso | 416 Empleados | 2600 |
| | 1196 Empleados | 10,306 M2 |

Contará con las siguientes instalaciones, haciendo de este nuevo edificio más moderno, funcional y cómodo para los usuarios.

- Sistema de aire lavado ubicado en lugares estratégicos
- Sistema de gran capacidad
- Sub-estación eléctrica
- Sistema de intercomunicación y telecomunicación
- Instalación eléctrica con los sistemas más modernos
- Instalación hidrosanitaria, utilizando los elementos más avanzados
- Sistema de equipo contra incendio

En la figura II.1 y II.2 se muestra el corte transversal y longitudinal del edificio.

II.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

II.2.1 ACTUAL EDIFICIO

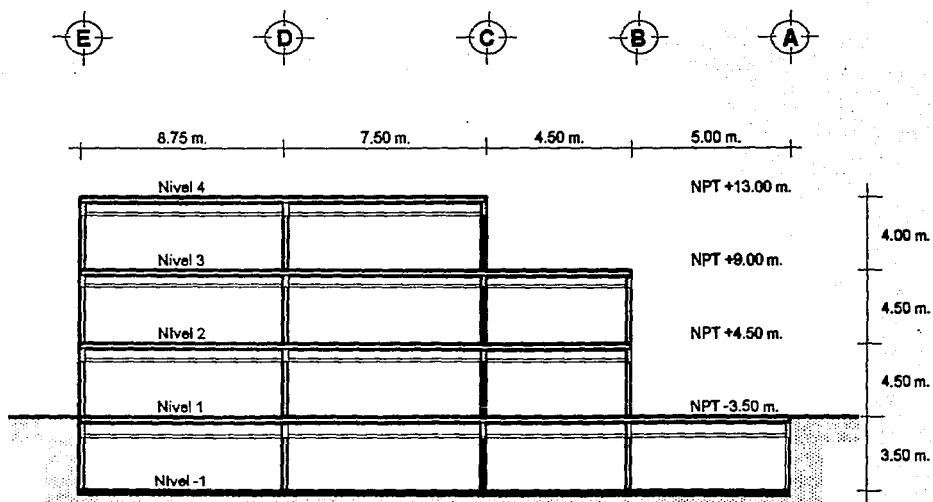
El actual edificio que alberga al Palacio Municipal se encuentra estructurado a base de muros de tabique, columnas, traveses y losas de concreto armado, formando muros de carga y sistemas de marcos de concreto, algunas oficinas divididas solamente por muros de tablaroca, y la fachada soportada por muros de tabique rojo aparente y arcos de cantera de piedra gris.

La cimentación de este edificio fue construida a principio de siglo, teniendo esta en particular traveses de concreto de 50 cm de peralte que descansa sobre una capa de 60 cm de piedra braza, que a su vez descansa sobre una capa de 15 cm. de padecería de tabique y bajo estos materiales el terreno de despiante.

El edificio se encuentra apoyado sobre este tipo de cimentación, variando solamente los espesores de las traveses de concreto.

II.2.2 EDIFICIO DE AMPLIACIÓN

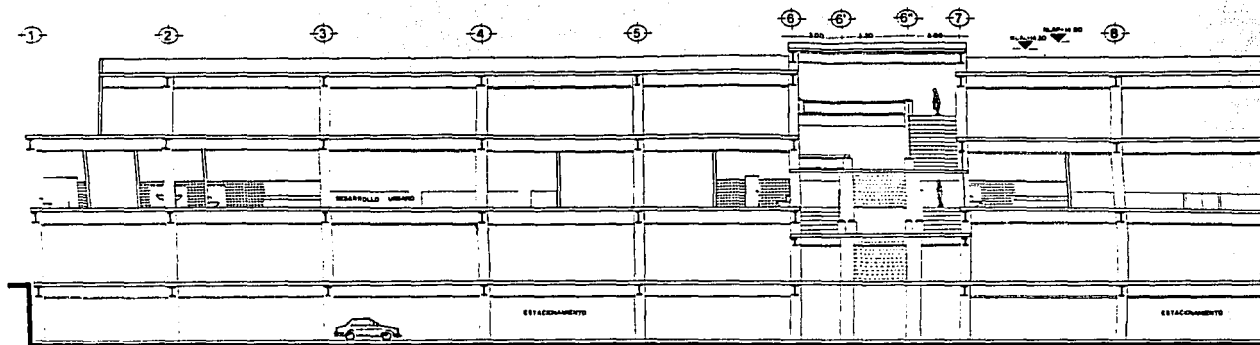
Debido a las características arquitectónicas del proyecto, así como la rapidez para la construcción de la ampliación del Palacio Municipal, será necesario emplear un proceso



CORTE ESQUEMATICO

SIN ESCALA

FIGURA II.1 Corte transversal de la ampliacion al Palacio Municipal



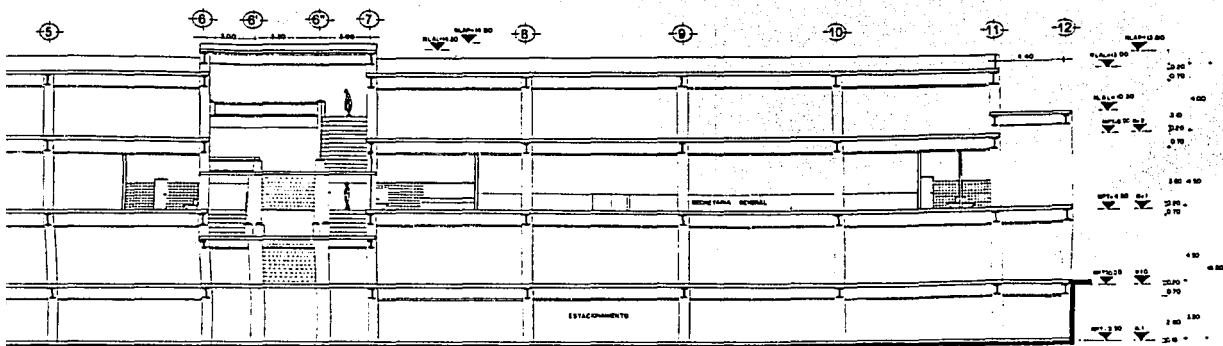


Figura 12. Corte longitudinal del edificio de oficinas.

FALLA DE ORIGEN

constructivo en el que la rapidez sea su característica principal, es por ello que se proyecta construir el edificio con un sótano de estacionamiento, y estar soportado por medio de estructura metálica y losas tipo "losacero" y muros "multipanel".

Las placas de traves, columnas y otros elementos estructurales son de acero grado estructural A-36 con un $f_y=2530$ kg/cm², siendo generalmente vigas tipo "I" de diferentes medidas, según sea la necesidad. En la tabla número 1 se aprecian las características de estos elementos estructurales.

Para el sistema de cimentación se analizará una propuesta a base de pilas y otra a base de una losa de cimentación, atendiendo a las cargas a que estará sujeto el edificio.

La cimentación no debe permitir asentamientos diferenciales que afecten el funcionamiento conjunto de los dos edificios.

II.3 ESTIMACIÓN DE CARGAS

Para el análisis que se realizará en el capítulo IV para determinar el tipo de Cimentación más adecuado a las necesidades del proyecto, será necesario contar con las propiedades mecánicas del sub-suelo en el sitio de interés, así como las cargas propias de la estructura. Dichas cargas se estimaron en base al proyecto arquitectónico y estructural, en base al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Dicho reglamento nos menciona las siguientes acciones para estimar las cargas.

1) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, a esta combinación de cargas se les afecta por un factor de carga de 1.4 ó de 1.50 (Art. 194 RCDF) según sea el destino de uso de la estructura, para nuestro caso el factor será de 1.5 debido a que el edificio en cuestión, pertenece al grupo "A", según el Reglamento de Construcciones.(Art. 174 RCDF), al que pertenecen construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas y/o culturales excepcionalmente altas.

Con el valor que se obtenga de lo anterior se revisarán los Estados Límite de Falla en condiciones Estáticas. Para revisar los Estados Límite de Servicio se multiplicarán las cargas por un factor de 1.0.

La razón de considerar cargas vivas con intensidad máxima se debe al art. 199 del RCDF, el cual nos dice que dicha carga se utilizará cuando se realice el cálculo de asentamientos inmediatos, que en este caso son los que nos interesan más debido a que se puede estimar que los materiales del subsuelo estarán sujetos a deformaciones básicamente elásticas y ocurrirán asentamientos inmediatos.

2) Para condiciones Dinámicas (sismo) se tomaron en cuenta combinación de cargas permanentes y carga viva con intensidad instantánea y un incremento debido a sismo, los cuales se afectan por un factor de carga igual a 1.1, con estas cargas se revisan los Estados Límite de Falla en condiciones Dinámicas.

Las cargas se obtuvieron conforme a los datos del proyecto arquitectónico de la estructura, dichas cargas aparecen en las siguientes tablas, y corresponden al análisis por cargas gravitacionales (estáticas), y que para sismo o condiciones dinámicas solo cambia el valor de la carga viva máxima por la carga viva instantánea y un incremento debido a sismo.

| ENTREPISO | |
|---------------------------------------|-------------------------------|
| Material | Peso (kg / cm ²) |
| Terrazo | 65 |
| Mortero | 66 |
| Losacero | 180 |
| Instalaciones | 50 |
| Plafon | 50 |
| Muros | 56 |
| Incremento por reglamento | 40 |
| Carga viva con intensidad máx. | 350 |
| Total de carga | 857 |

| AZOTEA | |
|----------------------------------|-------------------------------|
| Material | Peso (kg / cm ²) |
| Impermeabilizante | 30 |
| Enladrillado | 45 |
| Entortado | 63 |
| Tezonite | 33 |
| Losacero | 210 |
| Instalaciones | 50 |
| Incremento por reglamento | 40 |
| Carga viva con S < 5%. | 100 |
| Total de carga | 621 |

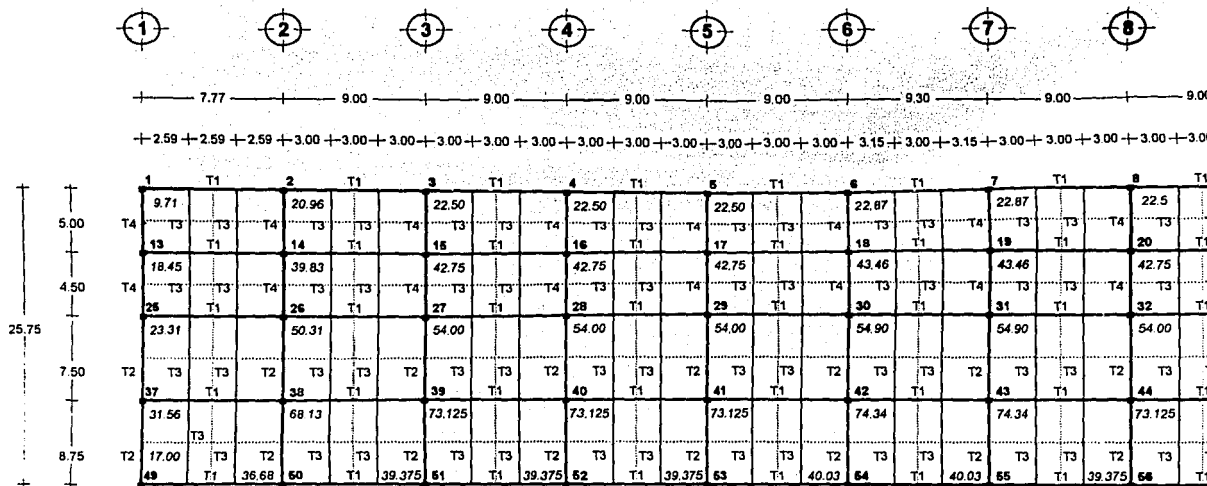
II.3.1 DISTRIBUCIÓN DE ÁREAS

El siguiente paso para determinar las solicitaciones de la estructura consiste en determinar el área tributaria que corresponde a cada columna.

Una vez determinada el área tributaria por columna se realiza el producto de cada área tributaria por su carga, ya sea de entrepiso o de azotea, afectado por su factor de carga correspondiente. Este procedimiento se realizó para todas y cada una de las columnas, así como del número de pisos que existan, sumando al final para cada columna el peso correspondiente al área tributaria.

II.3.2 TRABES METÁLICAS

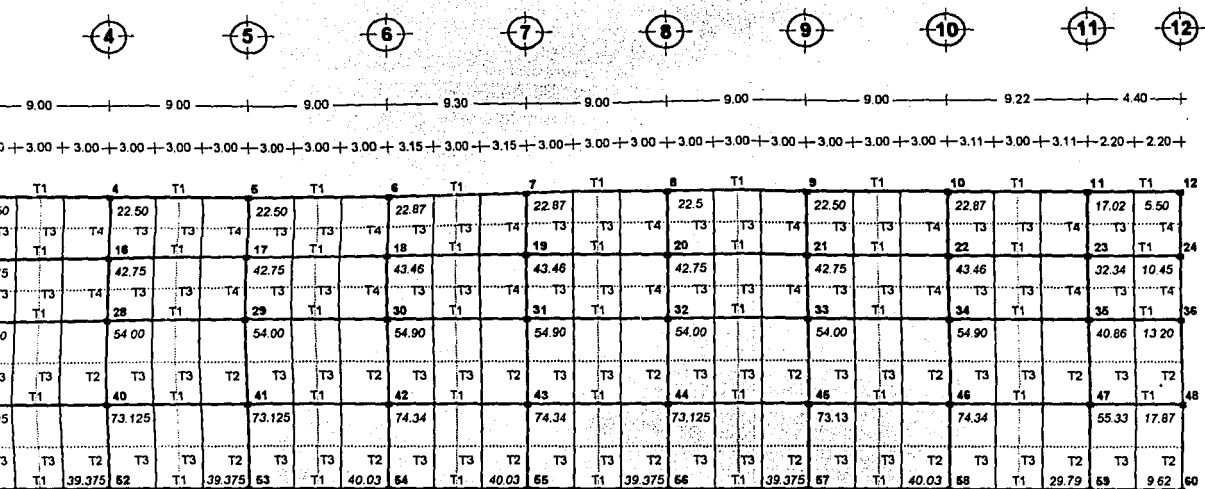
Obtenido lo anterior se procederá a calcular el peso de las traves metálicas que corresponden a cada columna según su área tributaria, ver figuras II.4 y II.5.



PLANTA DEL EDIFICIO DE AMPLIACION

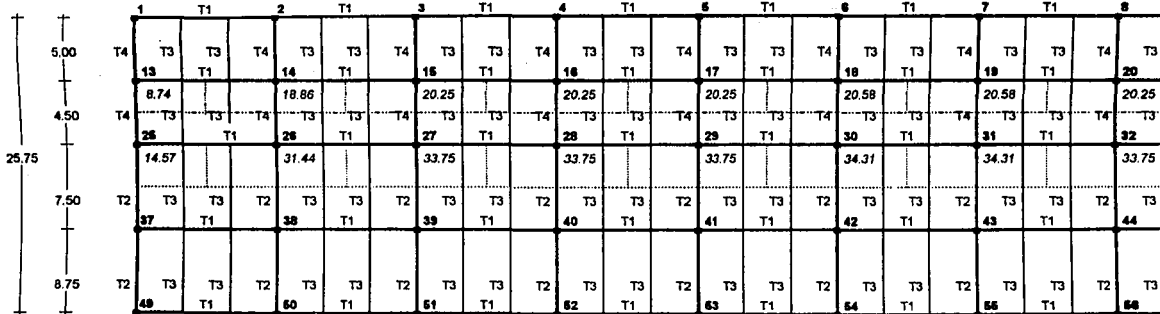
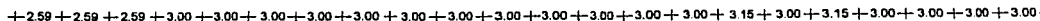
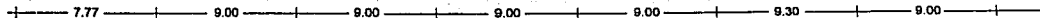
Acotaciones: Metros
Escala: Sin escala

FIGURA II.4



PLANTA DEL EDIFICIO DE AMPLIACION

FIGURA II.4 Area tributaria en planta para cada columna en todos los niveles

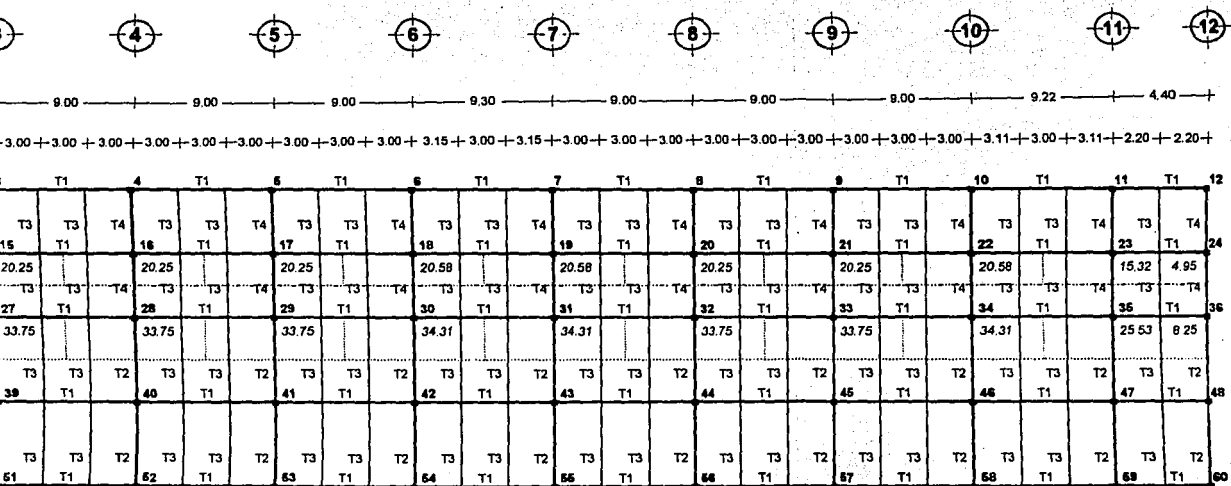


----- Area tributaria por columna correspondiente a el eje B del tercer nivel
 Area tributaria por columna correspondiente a el eje C del cuarto nivel

PLANTA DEL EDIFICIO DE AMPLIACION

Acotaciones: Metros
 Escala: Sin escala

FIGUR



iente a el eje B del tercer nivel
 iente a el eje C del cuarto nivel

PLANTA DEL EDIFICIO DE AMPLIACION

FIGURA II.5 Area tributaria en planta para cada columna en el eje B y C del nivel 3 y 4 respectivamente

Para obtener el peso de cada trabe se multiplica el peso unitario de la trabe en cuestión por la longitud de la misma. (Checar el tipo de trabe así como su peso en la tabla 1 y figura II.3).

| TIPOS DE TRABES | | | | | | |
|-----------------|--------------------|----|-----|------|------|--------------|
| Tipo | Dimensiones (cm) | | | | | Peso kg/m |
| | d | b | tp | ha | ta | |
| T-1 | 70 | 35 | 2.5 | 65 | 1.9 | 236.43 |
| T-2 | 70 | 30 | 1.9 | 66.2 | 1.1 | 147.3 |
| T-3 | 50 | 25 | 1.6 | 46.8 | 0.95 | 97.2 |
| T-4 | 52.5 | 35 | 1.9 | 48.7 | 0.79 | 134.9 |

Tabla 1 Tipos de trabes

II.3.3 COLUMNAS

El peso de las columnas se determinaran de manera similar a las trabes, es decir que se multiplica el peso unitario de la columna en cuestión por su longitud. (Ver la tabla 2 referente a las características de las columnas)

| TIPOS DE COLUMNAS | | | | | | |
|-------------------|-----|------|-------------|-------------|--------------------|--|
| Nivel | Eje | Tipo | b (cm) | t (cm) | Peso (kg / m) | |
| -1 | A | K-3 | 50 | 1.9 | 287.4 | |
| -1 | B | K-1 | 60 | 2.5 | 458.1 | |
| -1 | C | K-1 | 60 | 2.5 | 458.1 | |
| -1 | D | K-1 | 60 | 2.5 | 458.1 | |
| -1 | E | K-1 | 60 | 2.5 | 458.1 | |
| 1 | B | K-3 | 50 | 1.9 | 287.4 | |
| 1 | C | K-1 | 60 | 2.5 | 458.1 | |
| 1 | D | K-1 | 60 | 2.5 | 458.1 | |
| 1 | E | K-1 | 60 | 2.5 | 458.1 | |
| 2 | B | K-3 | 50 | 1.9 | 287.4 | |
| 2 | C | K-2 | 50 | 1.9 | 347.2 | |
| 2 | D | K-2 | 50 | 1.9 | 347.2 | |
| 2 | E | K-2 | 60 | 1.9 | 347.2 | |
| 3 | C | K-2 | 60 | 1.9 | 347.2 | |
| 3 | D | K-2 | 60 | 1.9 | 347.2 | |
| 3 | E | K-2 | 60 | 1.9 | 347.2 | |

Tabla 2 Tipos de columnas

II.3.4 MUROS PERIMETRALES DE FACHADA

Para estimar el peso correspondiente a los muros de fachada, es necesario hacer un área tributaria vertical correspondiente a cada columna y realizar el producto del área tributaria por

el peso del muro por metro cuadrado, y obtener así el peso por columna. El peso por metro cuadrado del muro de fachada es de 525 kg/m² según datos proporcionados.

II.4 DESARROLLO DE LAS ESTIMACIONES DE CARGA

A manera de ilustrar las explicaciones anteriores, se realizará el procedimiento para estimar las cargas gravitacionales para la columna número uno, usando el factor de carga correspondiente a 1.5.

Estas cargas corresponden a la columna número 1 y es el peso que descargan a la cimentación.

II.4.1 COLUMNAS

Para de terminar el peso de la columna en el nivel -1 será el siguiente:

$$w=(3.50 \text{ m}) (287.40 \text{ kg/m}) (1.5) = 1,508.95 = 1.51 \text{ Ton.}$$

*Nota:Al redondear las cargas a toneladas se pierden o se ganan decimales.

II.4.2 TRABES

Para las traves metálicas se determina el peso de cada una de ellas y se realiza el procedimiento descrito anteriormente.

$$T1=3.885 \text{ m} (236.43 \text{ kg/m}) (1.5) = 1.38 \text{ Ton.}$$

$$T3=2.50 \text{ m} (197.2 \text{ kg/m}) (1.5) = 0.36 \text{ Ton.}$$

$$T4=2.50 \text{ m} (134.9 \text{ kg/m}) (1.5)= 0.50 \text{ Ton.}$$

$$\text{Suma}= 2.24 \text{ Ton.}$$

II.4.3 MUROS DE FACHADA

Se explicó anteriormente el procedimiento para estimar el peso del muro de fachada, para el caso de la columna 1 no se realiza debido a que dicha columna no carga ningún muro.

II.4.4 ÁREA TRIBUTARIA

En relación a la figura II.4 y II.5 podemos ver el área correspondiente a la columna número uno para el nivel -1, con esta área se realiza el producto abajo indicado para obtener el peso por entrepiso considerado.

$$w = 9.71 \text{ m}^2 (857 \text{ kg/m}^2) (1.5) = 12.48 \text{ Ton.}$$

Por último se sumará cada uno de los pesos que intervinieron en cada nivel de entrepiso (En este caso solo un nivel, el nivel -1) y el resultado será el peso que descarga a la columna número 1 por cargas gravitacionales. De ser más niveles, muros de fachada y más trabes se realiza el mismo procedimiento, tal como se explico anteriormente.

Por lo tanto el peso que descarga en la base de la columna número 1 será el siguiente:

$$W_t = 16.23 \text{ Ton.}$$

Que es el peso que se puede checar en la tabla 3 referente a descargas por cargas gravitacionales.

El peso de la losa del estacionamiento, según datos que se proporcionaron es el siguiente:

$$w = (93.69 \text{ m}) * (25.75 \text{ m}) * (2.4 \text{ Ton/m}^3) * (0.15 \text{ m}) * (1.5) = 1,302.76 \text{ Ton}$$

(Por carga gravitacional)

El peso total del edificio debido a condiciones dinámicas se puede checar en las figuras II.6 y II.7, donde en el corte del edificio se puede apreciar el peso por nivel, así como la determinación de las fuerzas laterales por sismo y el momento de volteo, el peso en condiciones dinámicas por cada columna se aprecia en la tabla 4.

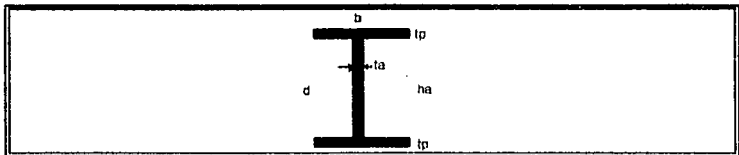


Figura II.3 Sección típica de una trabe

El esquema anterior nos muestra la sección de una trabe típica de las que se utilizaron en la construcción de la estructura del edificio de la ampliación, en base a la tabla 1 podemos saber las dimensiones de los cuatro tipos de trabes determinando en función del tipo de trabe el tamaño de estas.

La nomenclatura de la trabe significa lo siguiente:

tp=Espesor del patín superior e inferior de la trabe

ha=Altura o peralte del alma de la trabe

ta=Espesor del alma de la trabe

d=Peralte total de la trabe

CARGAS POR COLUMNA EN CONDICIONES ESTATICAS

| NUMERO COLUMNA | UBICACION (Eje) | ENTREPISO (Ton.) | TRABES (Ton.) | COLUMNAS (Ton.) | FACHADA (Ton.) | TOTAL (Ton.) |
|----------------|-----------------|------------------|---------------|-----------------|----------------|--------------|
| 1 | 1A | 12.48 | 2.24 | 1.51 | | 18.23 |
| 2 | 2A | 28.54 | 4.20 | 1.51 | | 32.25 |
| 3 | 3A | 28.92 | 4.42 | 1.51 | | 34.85 |
| 4 | 4A | 28.92 | 4.42 | 1.51 | | 34.85 |
| 5 | 5A | 28.92 | 4.42 | 1.51 | | 34.85 |
| 6 | 6A | 29.40 | 4.48 | 1.51 | | 35.39 |
| 7 | 7A | 29.40 | 4.48 | 1.51 | | 35.39 |
| 8 | 8A | 28.92 | 4.42 | 1.51 | | 34.85 |
| 9 | 9A | 28.92 | 4.42 | 1.51 | | 34.85 |
| 10 | 10A | 29.40 | 4.48 | 1.51 | | 35.39 |
| 11 | 11A | 21.88 | 3.64 | 1.51 | | 27.03 |
| 12 | 12A | 7.07 | 1.28 | 1.51 | | 9.86 |
| 13 | 1B | 43.09 | 7.35 | 5.39 | 35.50 | 91.33 |
| 14 | 2B | 93.04 | 13.47 | 5.39 | 59.43 | 171.33 |
| 15 | 3B | 99.85 | 14.13 | 5.39 | 63.78 | 183.15 |
| 16 | 4B | 99.85 | 14.13 | 5.39 | 63.78 | 183.15 |
| 17 | 5B | 99.85 | 14.13 | 5.39 | 63.78 | 183.15 |
| 18 | 6B | 101.49 | 14.28 | 5.39 | 64.85 | 185.99 |
| 19 | 7B | 101.49 | 14.28 | 5.39 | 64.85 | 185.99 |
| 20 | 8B | 99.85 | 14.11 | 5.39 | 63.78 | 183.13 |
| 21 | 9B | 99.85 | 14.11 | 5.39 | 63.78 | 183.13 |
| 22 | 10B | 101.49 | 14.23 | 5.39 | 64.56 | 185.67 |
| 23 | 11B | 75.53 | 11.77 | 5.39 | 48.26 | 140.95 |
| 24 | 12B | 24.40 | 4.20 | 5.39 | 23.56 | 57.55 |
| 25 | 1C | 103.40 | 13.34 | 9.92 | 58.59 | 185.25 |
| 26 | 2C | 223.29 | 22.89 | 9.92 | 26.41 | 282.51 |
| 27 | 3C | 239.69 | 23.77 | 9.92 | 28.35 | 301.73 |
| 28 | 4C | 239.69 | 23.77 | 9.92 | 28.35 | 301.73 |
| 29 | 5C | 239.69 | 23.77 | 9.92 | 28.35 | 301.73 |
| 30 | 6C | 243.68 | 23.97 | 9.92 | 28.82 | 306.39 |
| 31 | 7C | 243.68 | 23.97 | 9.92 | 28.82 | 306.39 |
| 32 | 8C | 239.68 | 23.77 | 9.92 | 28.35 | 301.72 |
| 33 | 9C | 239.68 | 23.77 | 9.92 | 28.35 | 301.72 |
| 34 | 10C | 243.67 | 23.93 | 9.92 | 28.89 | 306.21 |
| 35 | 11C | 181.34 | 20.65 | 9.92 | 21.45 | 233.36 |
| 36 | 12C | 58.59 | 7.79 | 9.92 | 53.29 | 129.59 |
| 37 | 1D | 151.11 | 17.40 | 9.92 | 83.18 | 261.61 |
| 38 | 2D | 328.20 | 28.52 | 9.92 | | 364.64 |
| 39 | 3D | 350.11 | 29.40 | 9.92 | | 389.43 |
| 40 | 4D | 350.11 | 29.40 | 9.92 | | 389.43 |
| 41 | 5D | 350.11 | 29.40 | 9.92 | | 389.43 |
| 42 | 6D | 355.93 | 29.60 | 9.92 | | 395.45 |
| 43 | 7D | 355.93 | 29.60 | 9.92 | | 395.45 |
| 44 | 8D | 350.11 | 29.40 | 9.92 | | 389.43 |
| 45 | 9D | 350.11 | 29.40 | 9.92 | | 389.43 |
| 46 | 10D | 355.93 | 29.40 | 9.92 | | 395.25 |

| CARGAS POR COLUMNA EN CONDICIONES ESTÁTICAS | | | | | | |
|---------------------------------------------|-----------------|------------------|---------------|-----------------|----------------|--------------|
| NUMERO COLUMNA | UBICACION (Eje) | ENTREPISO (Ton.) | TRABES (Ton.) | COLUMNAS (Ton.) | FACHADA (Ton.) | TOTAL (Ton.) |
| 47 | 11D | 264.90 | 28.28 | 9.92 | | 301.10 |
| 48 | 12D | 85.55 | 10.28 | 9.92 | | 105.75 |
| 49 | 1E | 81.38 | 11.92 | 9.92 | 84.56 | 187.78 |
| 50 | 2E | 175.61 | 20.80 | 9.92 | 85.84 | 292.17 |
| 51 | 3E | 188.51 | 21.68 | 9.92 | 92.13 | 312.24 |
| 52 | 4E | 188.51 | 21.68 | 9.92 | 92.13 | 312.24 |
| 53 | 5E | 188.51 | 21.68 | 9.92 | 92.13 | 312.24 |
| 54 | 6E | 191.67 | 21.88 | 9.92 | 93.67 | 317.14 |
| 55 | 7E | 191.67 | 21.88 | 9.92 | 93.67 | 317.14 |
| 56 | 8E | 188.51 | 21.68 | 9.92 | 92.13 | 312.24 |
| 57 | 9E | 188.51 | 21.68 | 9.92 | 92.13 | 312.24 |
| 58 | 10E | 191.67 | 21.84 | 9.92 | 93.26 | 316.69 |
| 59 | 11E | 142.62 | 18.56 | 9.92 | 69.71 | 240.81 |
| 60 | 12E | 46.04 | 6.96 | 9.92 | 67.31 | 130.23 |
| TOTAL | | 9,445.94 | 1,002.76 | 439.92 | 2,199.58 | 13,088.20 |

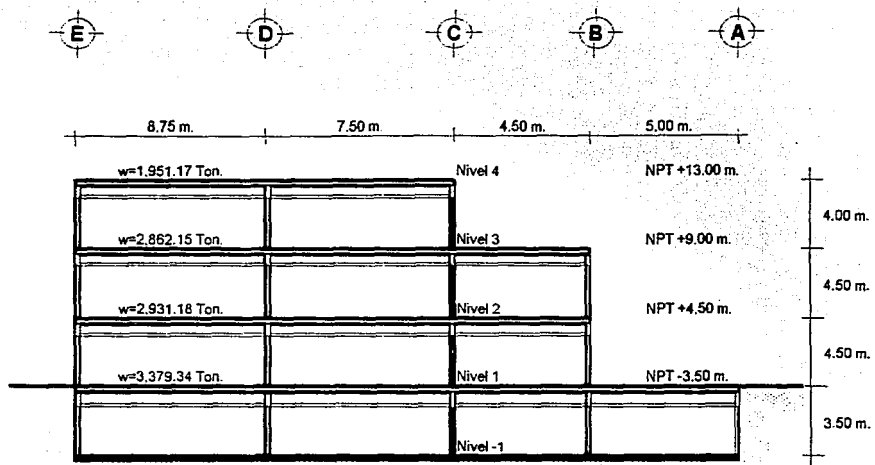
TABLA 3 CARGAS POR COLUMNA EN CONDICIONES ESTÁTICAS

CARGAS POR COLUMNA EN CONDICIONES DINAMICAS

| NUMERO DE COLUMNA | UBICACION (Eje) | PESO (Ton.) | INCREMENTO SISMICO | | PESO TOTAL (Ton.) | |
|-------------------|-----------------|-------------|--------------------|-----------|-------------------|-----------|
| | | | SENTIDO X | SENTIDO Y | SENTIDO X | SENTIDO Y |
| 1 | 1A | 13.76 | 24.08 | 10.87 | 37.84 | 24.63 |
| 2 | 2A | 27.07 | 27.07 | 80.13 | 54.14 | 107.20 |
| 3 | 3A | 29.89 | 2.09 | 2.09 | 31.98 | 31.98 |
| 4 | 4A | 29.89 | 2.09 | 2.09 | 31.98 | 31.98 |
| 5 | 5A | 29.89 | 2.09 | 2.09 | 31.98 | 31.98 |
| 6 | 6A | 30.35 | 2.12 | 2.12 | 32.47 | 32.47 |
| 7 | 7A | 30.35 | 2.12 | 2.12 | 32.47 | 32.47 |
| 8 | 8A | 29.89 | 2.09 | 2.09 | 31.98 | 31.98 |
| 9 | 9A | 29.89 | 2.09 | 2.09 | 31.98 | 31.98 |
| 10 | 10A | 30.35 | 23.67 | 64.34 | 54.02 | 94.69 |
| 11 | 11A | 23.09 | 18.01 | 48.95 | 41.10 | 72.04 |
| 12 | 12A | 8.28 | 20.95 | 8.86 | 29.23 | 17.14 |
| 13 | 1B | 73.99 | 72.51 | 11.84 | 146.50 | 85.83 |
| 14 | 2B | 140.78 | 5.63 | 2.82 | 146.41 | 143.60 |
| 15 | 3B | 150.56 | 3.81 | 0.75 | 154.37 | 151.31 |
| 16 | 4B | 150.56 | 4.88 | 3.31 | 155.44 | 153.87 |
| 17 | 5B | 150.56 | 4.88 | 3.31 | 155.44 | 153.87 |
| 18 | 6B | 152.91 | 4.95 | 3.36 | 157.86 | 156.27 |
| 19 | 7B | 152.91 | 6.36 | 3.53 | 159.27 | 156.44 |
| 20 | 8B | 150.54 | 6.26 | 3.46 | 156.00 | 154.02 |
| 21 | 9B | 150.54 | 7.68 | 1.51 | 158.22 | 152.05 |
| 22 | 10B | 152.68 | 8.40 | 9.05 | 161.08 | 161.73 |
| 23 | 11B | 115.66 | 6.36 | 6.86 | 122.02 | 122.52 |
| 24 | 12B | 46.17 | 59.56 | 8.77 | 105.73 | 54.94 |
| 25 | 1C | 152.27 | 137.04 | 12.18 | 289.31 | 164.45 |
| 26 | 2C | 242.64 | 1.70 | 27.05 | 244.34 | 269.69 |
| 27 | 3C | 259.34 | 2.28 | 1.14 | 261.62 | 260.48 |
| 28 | 4C | 259.34 | 2.02 | 5.08 | 261.36 | 264.42 |
| 29 | 5C | 259.34 | 2.02 | 5.08 | 261.36 | 264.42 |
| 30 | 6C | 263.41 | 2.05 | 5.16 | 265.46 | 268.57 |
| 31 | 7C | 263.41 | 2.05 | 5.19 | 265.46 | 268.60 |
| 32 | 8C | 259.34 | 2.02 | 5.11 | 261.30 | 264.45 |
| 33 | 9C | 259.34 | 2.31 | 1.12 | 261.65 | 260.46 |
| 34 | 10C | 263.28 | 2.32 | 13.11 | 265.60 | 276.39 |
| 35 | 11C | 199.88 | 1.76 | 9.95 | 201.64 | 209.83 |
| 36 | 12C | 104.33 | 82.42 | 24.00 | 166.75 | 128.33 |
| 37 | 1D | 216.48 | 194.83 | 15.15 | 411.31 | 231.63 |
| 38 | 2D | 320.65 | 9.62 | 3.59 | 330.27 | 324.24 |
| 39 | 3D | 342.74 | 0.34 | 3.08 | 343.08 | 345.82 |
| 40 | 4D | 342.74 | 3.22 | 4.04 | 345.96 | 346.78 |
| 41 | 5D | 342.74 | 3.22 | 4.04 | 345.96 | 346.78 |
| 42 | 6D | 348.10 | 3.27 | 4.11 | 351.37 | 352.21 |

| CARGAS POR COLUMNA EN CONDICIONES DINAMICAS | | | | | | |
|---------------------------------------------|-----------------|-------------|--------------------|-----------|-------------------|-----------|
| NUMERO DE COLUMNA | UBICACION (Eje) | PESO (Ton.) | INCREMENTO SISMICO | | PESO TOTAL (Ton.) | |
| | | | SENTIDO X | SENTIDO Y | SENTIDO X | SENTIDO Y |
| 43 | 7D | 348.10 | 3.27 | 4.11 | 351.37 | 352.21 |
| 44 | 8D | 342.74 | 3.22 | 4.04 | 345.96 | 346.78 |
| 45 | 9D | 342.74 | 1.71 | 3.43 | 344.45 | 346.17 |
| 46 | 10D | 347.96 | 3.48 | 10.44 | 351.44 | 358.40 |
| 47 | 11D | 264.08 | 31.69 | 29.05 | 295.77 | 293.13 |
| 48 | 12D | 91.52 | 52.17 | 50.34 | 143.69 | 141.86 |
| 49 | 1E | 150.99 | 75.50 | 25.67 | 226.49 | 176.66 |
| 50 | 2E | 242.93 | 7.29 | 77.74 | 250.22 | 320.67 |
| 51 | 3E | 259.76 | 18.81 | 322.10 | 278.57 | 581.86 |
| 52 | 4E | 259.76 | 13.95 | 51.95 | 273.71 | 311.71 |
| 53 | 5E | 259.76 | 13.95 | 51.95 | 273.71 | 311.71 |
| 54 | 6E | 263.83 | 14.17 | 52.77 | 278.00 | 316.60 |
| 55 | 7E | 263.83 | 15.83 | 52.77 | 279.66 | 316.60 |
| 56 | 8E | 259.76 | 15.59 | 51.95 | 275.35 | 311.71 |
| 57 | 9E | 259.76 | 44.16 | 368.86 | 303.92 | 628.62 |
| 58 | 10E | 263.50 | 31.62 | 86.96 | 295.12 | 350.46 |
| 59 | 11E | 199.87 | 171.89 | 129.92 | 371.76 | 329.79 |
| 60 | 12E | 103.02 | 228.70 | 101.99 | 331.72 | 205.01 |
| TOTAL= | | | | | 12,845.11 | 13,034.52 |

TABLA 4 CARGAS EN CONDICIONES DINAMICAS POR COLUMNA



CORTE ESQUEMATICO

SIN ESCALA

FIGURA II.6 Peso total del edificio en condiciones dinámicas

DETERMINACION DE FUERZAS LATERALES

Metodo elástico estático

Zona de transición Coeficiente sísmico $c=0.48$ Art. 206 R.CDF
 Factor de comportamiento sísmico $Q=3$

$$F_i = c W_i / Q \quad (W_i H_i / \sum W_i H_i)$$

| NIVEL | H _i (m) | W _i (Ton) | W _i H _i (Ton-m) | F _i (Ton) | V _i (Ton) |
|--------|--------------------|----------------------|---------------------------------------|----------------------|----------------------|
| 4 | 10.50 | 1,951.17 | 32,194.31 | 554.97 | 554.97 |
| 3 | 12.50 | 2,852.15 | 35,776.88 | 616.73 | 1,171.70 |
| 2 | 8.00 | 2,931.19 | 23,449.44 | 404.23 | 1,575.93 |
| 1 | 3.50 | 3,379.34 | 11,827.69 | 203.89 | 1,779.81 |
| Sumas= | | 11,123.84 | 103,248.31 | | |

$$V_0 = 11,123.84 (0.48) / 3 = 1,779.81$$

Momento de volteo

$$M_v = 554.97(16.50) + 616.73(12.50) + 404.23(8.00) + 203.89(3.50) =$$

$$M_v = 20,813.04 \quad \text{[Ton-m]}$$

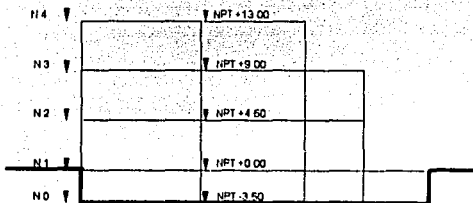


Figura II.7 Obtención de fuerzas laterales y momento de volteo

FALLA DE ORIGEN

EXPLORACIÓN, MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO

Para diseñar el tipo de cimentación mas adecuado a una estructura es necesario conocer las propiedades índice y mecánicas del subsuelo en el sitio donde se ubicará el proyecto, para lograrlo es necesario realizar exploraciones, muestreos y pruebas de laboratorio, denominados generalmente investigaciones geotécnicas.

El objetivo de las investigaciones geotécnicas es el obtener datos confiables sobre las condiciones del subsuelo donde se piensa diseñar y construir algún tipo de obra civil, estas investigaciones son parte de un proceso integrado que incluye:

- 1) Recopilación y análisis de datos existentes
- 2) Investigación de campo y laboratorio
- 3) Identificación de estratigrafía del sitio y propiedades del subsuelo
- 4) Establecimiento de los criterios de diseño y construcción

El enfoque de las Investigaciones geotécnicas varían con el tipo de proyecto, pero por lo general incluye levantamientos topográficos, perforaciones para exploración del subsuelo, mediciones del nivel freático e investigaciones geofísicas.

En nuestro país los métodos de exploración más usuales que se emplean en la exploración geotécnica consisten en perforaciones, ya sean rotatorias y/o de percusión, con las cuales se obtienen datos que nos permiten evaluar las propiedades índice y mecánicas del subsuelo de las diferentes muestras representativas obtenidas de las exploraciones geotécnicas.

En el presente capítulo se mencionan las investigaciones geotécnicas que se llevaron a cabo en el sitio del proyecto, así como los resultados obtenidos. Para comprender que es un suelo, así como sus principales características de interés geotécnico se hace una pequeña introducción a la Mecánica de Suelos, donde se explica brevemente lo anterior.

III.1 INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS

La Mecánica de suelos es una rama de la Ingeniería Civil que aplica las leyes de la Hidráulica y la Mecánica a problemas de Ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas producidas por la descomposición química y desintegración mecánica de las rocas, con materia orgánica o sin ella, agua y aire, es decir lo que compone a un suelo.

Los procesos que dan lugar a la alteración de las rocas son la desintegración mecánica y la descomposición química. En la primera ocurre una descomposición por la intemperización y desintegración de rocas. En la descomposición química generalmente se debe a presencia de agentes químicos diluidos en agua que modifican la constitución mineralógica de la roca.

III.1.1 PROPIEDADES DE LOS SUELOS

Las principales propiedades de los suelos que en mayor o menor grado afectan el comportamiento de las obras civiles son los siguientes:

-Compresibilidad

Relaciona la deformación que sufre un material cuando se le aplica carga o disminuye su volumen.

-Resistencia al corte

Es el esfuerzo límite que causará la falla en el suelo por fractura o flujo plástico, es decir el esfuerzo cortante mecánico que soporta un material.

-Permeabilidad

Indica la cantidad de agua que puede fluir a través de una masa de suelo estando sujeta a un gradiente hidráulico dado.

III.1.2 TIPOS DE SUELO

-Suelos residuales

Aquellos suelos que son producto del ataque de diferentes agentes que quedan directamente sobre la roca que les dio origen, en general son buenos para resistir una edificación sobre cimentación superficial.

-Suelos transportados

Son los suelos formados por los productos de alteración de las rocas removidas y depositadas en otro sitio diferente al de su origen, siendo los principales agentes de transporte el agua, viento, glaciares, gravedad etc.

III.1.3 ESTRUCTURA DE LOS SUELOS FINOS

Se llama estructura a la disposición que adoptan las partículas minerales para dar lugar a un conjunto llamado suelo.

En la estructura de los suelos finos (partículas de suelo < 0.074 mm.) influye de manera determinante las fuerzas electromagnéticas propias de las partículas de esas dimensiones y las fuerzas de origen molecular. Las estructuras más comunes de estos son los siguientes.

Estructura palanoides

Es de forma de panel, debido a la floculación de las partículas, en esta estructura se tocan los bordes.

Estructura floculenta

Son partículas < 0.02 mm. se tocan, se adhieren y sedimentan, así se pueden unir mas partículas formando un grumo, es similar a la estructura palanoides, pero esta es más blanda y suelta.

Estructura castillo de naipes

Existe contacto entre los bordes y caras de las partículas.

Estructura dispersa

En esta estructura existe la dispersión de las partículas minerales.

M.1.4 MINERALES DE LOS SUELOS FINOS

Los minerales que constituyen a los suelos finos son los silicatos (90%), óxidos, sulfatos y carbonatos. Los minerales que abundan en los suelos arcillosos son los silicatos, como por ejemplo los silicatos de aluminio hidratado y magnesio hidratado, los que predominan en las arcillas es el silicato de aluminio hidratado, distinguiéndose dos tipos de laminas, el silice y el aluminio.

-Silice

Se componen por un átomo de silicio y cuatro de oxígeno disponiéndose el conjunto en forma de tetraedro.

-Aluminio

Compuesto por un átomo de aluminio y seis de oxígeno en forma de octaedro. Ahora bien, de acuerdo a la forma que se acomodan las laminas se tienen diferentes estructuras reticulares, teniendo de esta manera tres tipos de silicato de aluminio (Arcillas), siendo las siguientes:

-Caolinitas

Estructura reticular 1:1 (1 silice y 1 aluminio), la unión de estas es fuerte y son estables en presencia de agua, la formación de varias caolinitas forman arcilla y tienen un mejor comportamiento respecto a las montmorillonitas e illitas.

En la estructura de los suelos finos (partículas de suelo < 0.074 mm.) influye de manera determinante las fuerzas electromagnéticas propias de las partículas de esas dimensiones y las fuerzas de origen molecular. Las estructuras más comunes de estos son los siguientes.

Estructura palanóide

Es de forma de panal, debido a la floculación de las partículas, en esta estructura se tocan los bordes.

Estructura floculenta

Son partículas < 0.02 mm. se tocan, se adhieren y sedimentan, así se pueden unir mas partículas formando un grumo, es similar a la estructura palanóide, pero esta es más blanda y suelta.

Estructura castillo de naipes

Existe contacto entre los bordes y caras de las partículas.

Estructura dispersa

En esta estructura existe la dispersión de las partículas minerales.

MI.1.4 MINERALES DE LOS SUELOS FINOS

Los minerales que constituyen a los suelos finos son los silicatos (90%), óxidos, sulfatos y carbonatos. Los minerales que abundan en los suelos arcillosos son los silicatos, como por ejemplo los silicatos de aluminio hidratado y magnesio hidratado, los que predominan en las arcillas es el silicato de aluminio hidratado, distinguiéndose dos tipos de laminas, el silice y el aluminio.

-Silice

Se componen por un átomo de silicio y cuatro de oxígeno disponiéndose el conjunto en forma de tetraedro.

-Aluminio

Compuesto por un átomo de aluminio y seis de oxígeno en forma de octaedro. Ahora bien, de acuerdo a la forma que se acomodan las laminas se tienen diferentes estructuras reticulares, teniendo de esta manera tres tipos de silicato de aluminio (Arcillas), siendo las siguientes:

-Caolinitas

Estructura reticular 1:1 (1 silice y 1 aluminio), la unión de estas es fuerte y son estables en presencia de agua, la formación de varias caolinitas forman arcilla y tienen un mejor comportamiento respecto a las montmorillonitas e illitas.

-Montmorillonita e illita

Estructura reticular 2:1 (2 aluminio y 1 sílice enmedio), las montmorilonitas es una unión débil e inestables en presencia de agua. En las illitas hay una unión débil pero se forman granos que ayudan a que en general sea menos inestable en presencia de agua.

III.1.5 ESTRUCTURA DE LOS SUELOS GRUESOS

En la estructura de suelos gruesos rige la ubicación, arreglo y orientación de sus partículas, que de acuerdo a su tamaño pueden ser gruesos o finos, conforme a la siguiente clasificación:

7.6 cm > Suelo grueso > 0.074 mm (malla 200) > Suelos finos

La siguiente tabla nos indica el tamaño de las partículas de los suelos, así como un ejemplo ilustrativo de cosas comunes.

| Nombre | Límite de tamaño | Ejemplo |
|---------------|-------------------------------------|-------------------|
| Boleo | 305 mm. o mayores (>12") | > Balón de soccer |
| Canto rodado | 76mm a 305 mm (3" - 12 ") | Toronja |
| Grava gruesa | 19 mm a 76 mm (3/4" a 3") | Límon o Naranja |
| Grava fina | 4.76 mm a 19 mm (Malla 4 a 3/4") | Chicharo o uva |
| Arena gruesa | 2.0 mm a 4.76 mm (Malla 10 a 4) | Sal gruesa |
| Arena mediana | 0.42 mm a 2.0 mm (Malla 40 a 10) | Sal fina |
| Arena fina | 0.074 mm a 0.42 mm (Malla 200 a 40) | Azucar |
| Finos | Menores de 0.074 mm (Malla 200) | Azucar glass |

Tabla 1 Tamaño de partículas de suelo y ejemplos comparativos

La estructura de los suelos gruesos es simple, es decir, aquella estructura en que las partículas se acomodan una sobre otra en forma continua y el contacto entre ellas se deben a las fuerzas de gravedad.

Los factores que afectan o influyen el comportamiento de un suelo grueso son los siguientes.

-Condiciones de drenaje

El efecto del agua es desfavorable, ya que disminuyen su resistencia al corte y aumenta su compresibilidad.

-Compacidad del suelo

Se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas del suelo dejando mayor o menor vacío entre ellas.

-Estratigrafía

Son los estratos dispuestos en capas horizontales de los materiales que forman un suelo.

-Granulometría

El tamaño de las partículas y la distribución de estas en una muestra de suelo.

-Resistencia de los granos

Resistencia que tienen los granos que componen a un suelo sujetos a esfuerzos de compresión. En un suelo es nulo el esfuerzo de tensión.

-Forma de los granos

Se conoce la forma equidimensional y la alargada, la redondez, la angulosa y la subangulosa.

-Rugosidad de las partículas

En función de la rugosidad de las partículas se considera dentro de esta los movimientos entre los granos.

III.2 MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

III.2.1 MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DIRECTOS

En nuestro país los métodos de exploración más usuales que se emplean en la exploración geotécnica consiste en perforaciones rotatorias y/o de percusión, para conocer las características generales del subsuelo en el sitio de interés y proporcionar aquellos datos que nos permitan evaluar las propiedades índice y mecánicas del subsuelo. Para llegar a conocer las propiedades índice y mecánicas es necesario realizar pruebas de laboratorio a las diferentes muestras representativas del subsuelo.

Una vez conocida la información del muestreo del suelo y las pruebas de laboratorio realizadas estamos en posibilidad de aportar datos para el diseño o para realizar una revisión geotécnica.

Como ya se indicó anteriormente, para poder clasificar e identificar un suelo es necesario obtener muestras representativas del mismo para poder realizarlas pruebas de laboratorio y determinar sus características índice y mecánicas.

Las muestras del subsuelo que se obtengan de los diferentes tipos de sondeos pueden ser muestras alteradas o inalteradas, según las características que presentan.

-Muestras Inalteradas

Son aquellas muestras del subsuelo en las que sus deformaciones han sido casi insignificantes y las propiedades del subsuelo original son muy similares a los que se tienen con este tipo de muestras (acomodo estructural), con este tipo de muestras se identifican los suelos, así como sus propiedades índice y mecánicas.

-Muestras alteradas

Son especímenes de suelos cuyas propiedades originales se pierden en el momento de obtención de la muestra y solo se utilizan para clasificar un suelo y realizar pruebas índice.

Para poder obtener muestras representativas del suelo es común el manejo de muestreadores, que en general son tubos cilíndricos de extremos abiertos como los que se describen a continuación.

III.2.1.1 MUESTREADOR SHELBY

El tubo de pared delgada o Shelby es el más utilizado para la obtención de muestras inalteradas en suelos blandos a semiduros. Consiste de un tubo de acero o latón de 7.5 a 10 cm. de diámetro, unido a una cabeza muestreadora montada al final de la tubería de perforación con la que se hince el muestreador desde la superficie.

En la figura III.1 se muestra el tubo Shelby de más uso en nuestro país.

La cabeza del tubo presenta perforaciones laterales y tiene una válvula esférica que se abre permitiendo aliviar la presión del interior del tubo durante el muestreo. Posteriormente se cierra para proteger la muestra de las presiones que se generan.

Antes de extraer el muestreador debe dejarse en reposo durante medio minuto para que la muestra expanda en su interior y aumente su adherencia, después se corta la base de la muestra girando dos vueltas el muestreador y se lleva a la superficie, donde se clasifica y protege la muestra obtenida.

III.2.1.2 PENETRACIÓN ESTÁNDAR

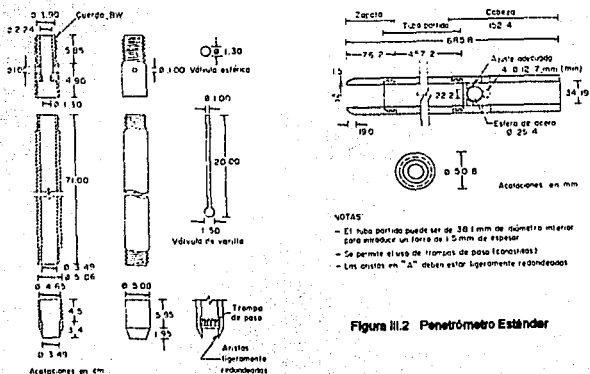
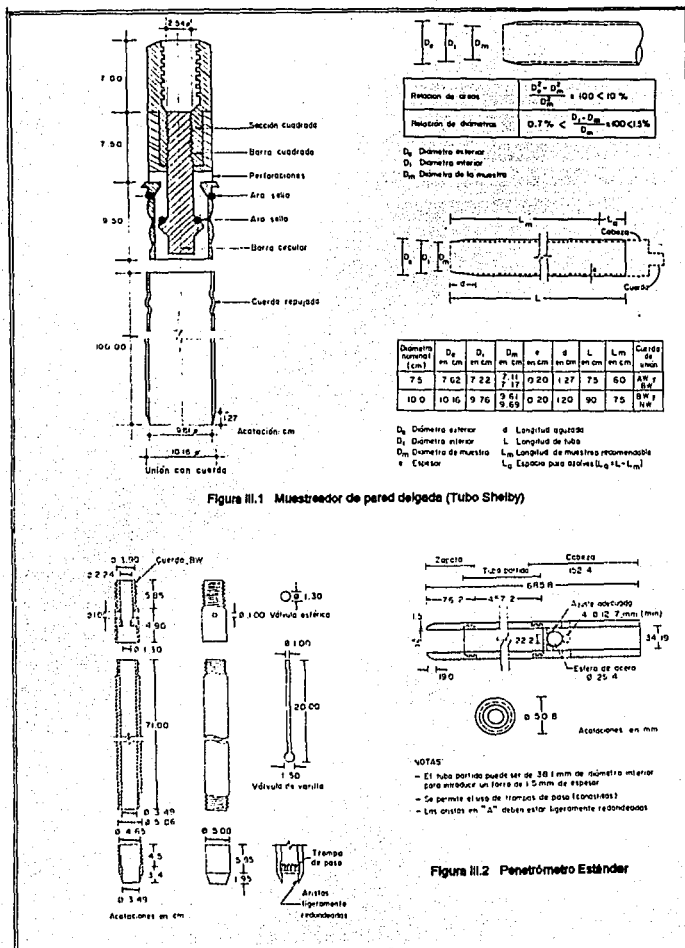
Mediante este método se puede investigar la consistencia de estratos cohesivos o la compactación relativa de suelos granulares.

Estos procedimientos se basan en la resistencia que opone el suelo al avance de un penetrómetro dinámico (se hince a golpes).

La penetración estándar es un procedimiento directo que proporciona resultados muy confiables. Este método tiene la ventaja de recuperar muestras alteradas representativas del suelo en cuestión, y que mediante correlaciones permite conocer la resistencia del suelo al esfuerzo cortante. Figura III.2.

El penetrómetro estándar es un tubo de pared gruesa dispuesto en media caña para facilitar la extracción de la muestra. La cabeza de este muestreador tiene una válvula esférica que durante el hincado se levanta permitiendo aliviar la presión del fluido de perforación y así el fluido que se acumula en el interior del muestreador y al extraerlo cae por peso propio impidiendo la expulsión de la muestra por efecto del fluido.

El penetrómetro se enrosca al extremo de una columna de barras de perforación y se hince mediante energía proporcionada por un martinete de 63.5 kg. de peso que cae libremente desde una altura de 75 cm, contando el número de golpes dados para que el muestreador penetre 30 cm.



FALLA DE ORIGEN

Cada 60 cm. de avance se extrae el muestreador retirándose la fracción de suelo del interior, lo que constituye una muestra.

Para considerar la falta de apoyo, los golpes dados para la introducción de los primeros 15 cm. no se toma en cuenta, los necesarios para que penetre los siguientes 30 cm definen la resistencia a la penetración estándar. Si no se logra introducir los 30 cm. cuando se han dado 50 golpes, la prueba se suspende y por extrapolación se deduce el número de golpes N. Cuando se opere en suelos arenosos puede proveerse al aparato de una trampa en forma de canastilla para la retención de muestras.

La resistencia a la penetración estándar se plasma en un perfil dibujando el número de golpes dados para incar los 30 cm. intermedios a la profundidad media de realización de la prueba.

En suelos friccionantes la prueba permite relacionar a modo muy aproximado el valor de la compacidad y el ángulo de fricción interna. También se han elaborado gráficas que relacionan la resistencia a la penetración estándar con la presión vertical y la compacidad relativa. En forma menos aproximada se estima el valor de la resistencia a la compresión simple en las arcillas en función de la resistencia a la penetración estándar.

Cuando se trata con arenas muy finas situadas debajo del nivel freático, el valor del número de golpes N dado por la prueba de penetración resulta mayor que el que se tendría con arena seca. Peck y Hanson proporcionan una expresión para corregir en estos casos los valores obtenidos por medio de la siguiente expresión:

$$N' = 15 + 0.5(N - 15)$$

La corrección anterior se recomienda únicamente cuando N es mayor de 15 golpes.

III.2.1.3 SONDEO MIXTO

El sondeo mixto consiste en la utilización de penetración estándar y tubo shelby, este tipo de sondeo consiste de lo siguiente.

Primero se hinca el muestreador de penetración estándar, registrándose el número de golpes contra la longitud hincada, se retira el muestreador, se abre y se obtiene la muestra, a continuación se amplía con broca tricónica la perforación hasta la profundidad dejada, nuevamente se hinca el muestreador siguiendo el procedimiento mencionado anteriormente. Se procede a continuación al hincado a presión de un tubo shelby de 10 cm. de diámetro y un metro de longitud, previa ampliación de la perforación con broca tricónica, terminando esto se repetirá el mismo procedimiento que se describió en la primer parte, cuantas veces se requiera hasta llegar a la profundidad deseada.

El muestreador shelby se hinca con velocidad constante a una longitud de 15 cm. menor a la del tubo, para dejar espacio donde alojar los azolves que pudieron haber quedado dentro del tubo mismo.

III.2.1.4 POZOS A CIELO ABIERTO (PCA)

Los pozos a cielo abierto constituyen otra modalidad de las exploraciones directas, consisten en una excavación que se practica manualmente con dimensiones suficientes para poder alojar a un técnico en ella, frecuentemente son de 1.50 m de lado y la profundidad no va mas allá de los tres metros.

Este tipo de exploración constituye la técnica más satisfactoria para conocer las condiciones del subsuelo en su estado natural, pudiéndose observar la disposición de los estratos y las condiciones del contenido de agua.

Por medio de un PCA es posible extraer muestras inalteradas denominadas muestras cubicas, de suelos que tengan cierta cohesión que permita labrar el espécimen ya sea en el fondo del pozo o en las paredes. Las muestras inalteradas deberán protegerse contra la pérdida excesiva de humedad con una manta emparafinada, o con plástico cristal ultradelgado.

Con este tipo de exploración se tiene la limitante de no poder realizar muy hondo el pozo debido a el alto costo del trabajo, necesidad de ademes, y en caso de existir nivel freático este sería difícil de controlar.

III.2.2 MÉTODOS INDIRECTOS

Con estos métodos se conocen características del perfil del subsuelo pero no brindan las propiedades Índice y mecánicas, debido a que con estos métodos no se trabaja en forma directa con el subsuelo, y solo nos proporciona una visión general del mismo.

III.2.2.1 MÉTODOS GEOFÍSICOS

Con estos métodos se cubren áreas grandes y en poco tiempo se pueden determinar variaciones en la estratigrafía del subsuelo, pero no proporcionan bases suficientes para un estudio de Mecánica de Suelos, su uso esta enfocado a la Geología y Minería.

III.2.2.2 MÉTODO GEOSÍSMICO

Consiste en provocar una explosión en un punto determinado usando una pequeña carga de explosivo en la zona a explorar. Se sitúan registradores de onda (geófonos) separados entre sí de 15 a 30 m. (Fig. III.3)

La función de los géofonos es captar la vibración, que se transmite amplificada a un oscilógrafo central que marca varias líneas, una para cada geófono. En función de las velocidades de propagación de las ondas sísmicas a través de los estratos se tiene una idea de estos así como su profundidad.

Se puede construir una gráfica que relacione la distancia del geófono al punto donde se origina la perturbación, con el tiempo que tarda en registrarse la onda en ese geófono. Con este método se conocen profundidades de los estratos, pero es necesario una exploración convencional del suelo para una interpretación más correcta de dichos resultados.

III.2.2.3 MÉTODO DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA

La resistividad eléctrica de un suelo se puede medir con cuatro electrodos igualmente espaciados en la superficie y alineados; dos exteriores conectados en serie a una batería son los electrodos de corriente, mientras que los interiores se denominan de potencial y están conectados a un potenciómetro que mide la diferencia de potencial de la corriente circulante. (Ver la figura III.4)

La resistividad se puede calcular mediante la expresión siguiente:

$$\rho = 2 \pi d V / I$$

Donde:

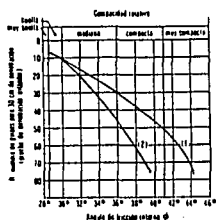
- ρ = Resistividad aparente
- I = Corriente proporcionada
- V = Diferencia de potencial
- d = Separación entre los pasadores

Las mayores resistividades corresponden a rocas duras, siguiendo rocas suaves, gravas etc. y teniendo menores valores los suelos suaves saturados.

III.2.3 CONDICIONES HIDRÁULICAS

Las condiciones hidráulicas pueden medirse utilizando piezómetros, estos dispositivos son los instrumentos que miden la presión neutral en el suelo en un punto determinado y a una cierta profundidad, basándose en el principio de equilibrio de presiones.

La presión que haya en el agua en el extremo inferior poroso de un tubo puede equilibrarse con una columna de agua actuante en dicho tubo. Si el nivel de equilibrio del agua en el tubo es igual al nivel freático, la presión del agua en el punto medio corresponderá a la presión hidrostática. Si ahora la altura de la columna equilibrante es mayor que el nivel freático se tendrá una presión de exceso de la hidrostática. Si por el contrario, la altura de la columna de agua equilibrante es menor que el nivel freático, la presión del agua en ese punto será menor que la hidrostática. En estos casos la diferencia de presiones estará dada por el desnivel observado en la columna de agua, mostrando un abatimiento piezométrico.



- (1) Aplicado para arenas de grano anguloso a velocidades de medición a grava
 (2) Aplicado para arenas finas y para arenas limosas

Figura III.2.1 Gráfica de correlación entre ϕ y N

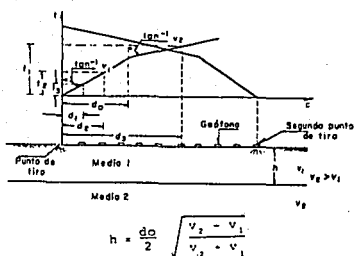


Figura III.3 Gráfica distancia-tiempo utilizada en el método geosísmico

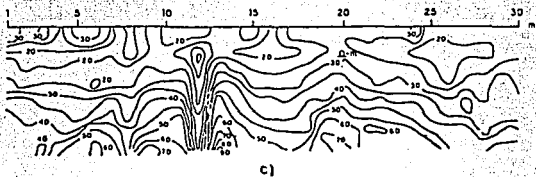
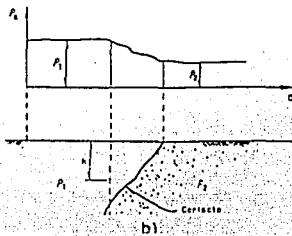
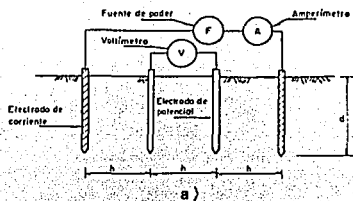


Figura III.4 Método de resistividad eléctrica

- a) Arreglo Wenner
 b) Gráfica típica de resistividades para el caso de un contacto
 c) Diagrama de curvas de isoresistividades

FALLA DE ORIGEN

III.3 PRUEBAS DE LABORATORIO

Las muestras representativas del subsuelo obtenidas durante los trabajos de exploración se enviarán al laboratorio protegidas debidamente para evitar pérdidas de humedad y de estructuración, (en el caso de ser muestras inalteradas), con el fin de aplicarles algunas pruebas de laboratorio y obtener sus características físicas y mecánicas.

El conocimiento de las principales características físicas y mecánicas de los suelos es de suma importancia en el proyecto de nuestra cimentación, ya que proporcionan las características del subsuelo sobre el cual se va a cimentar.

Las pruebas de laboratorio tienen la finalidad de determinar en forma razonable la naturaleza y las propiedades del subsuelo, dividiéndose en pruebas índice o cualitativas y pruebas mecánicas o cuantitativas.

Las pruebas índice o cualitativas nos sirven para conocer las principales características físicas de los suelos, en función de las cuales se clasifica al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.

Las pruebas mecánicas o cualitativas proporcionan las características de deformabilidad y resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

III.3.1 PRUEBAS ÍNDICE

Con las pruebas índice es posible determinar las relaciones volumétricas y gravimétricas de un suelo y su clasificación.

Con estas relaciones se definen parámetros que relacionan el peso de las fases del suelo con sus correspondientes volúmenes.

Las diferentes pruebas realizadas para el estudio de las pruebas índice del suelo son las que se mencionan a continuación.

III.3.1.1 CONTENIDO DE AGUA

Es la relación que resulta al dividir el peso del agua entre el peso de la fase sólida de una muestra de suelo. El contenido de agua o humedad de un suelo suele expresarse como un porcentaje y se calcula con la siguiente expresión:

$$w = W_w / W_s$$

Donde:

$$W_w = W_m - W_s$$

W_w = Peso del agua

W_m = Peso de la muestra

W_s = Peso de la muestra seca

En la siguiente tabla se indican algunos suelos y su contenido de humedad promedio.

| w% | Suelo |
|-----------|-------------------------------|
| 19 | Arena densa |
| 40 | Arcilla glacial saturada |
| 200 | Arcilla bentonítica |
| 300 - 600 | Arcilla compresible |
| 1000 | Arcilla altamente compresible |

Tabla 2 Contenido de agua para diferentes suelos

III.3.1.2 PESO VOLUMÉTRICO DE LA MASA

Es el cociente del peso total de la muestra entre el volumen de la misma, sus unidades son de peso entre volumen.

$$\gamma = W_m / V_m$$

III.3.1.3 DENSIDAD DE SÓLIDOS

Se define como la relación entre el peso específico de la muestra del suelo y el peso específico de agua destilada a 4°C sujeta a una atmósfera de presión. La densidad de sólidos se obtiene con la siguiente expresión:

$$S_s = W_s / (W_{mw} + W_s - W_{mws})$$

Donde:

W_m =Peso del matraz antes de agregar los sólidos

W_{ms} =Peso del matraz después de agregar los sólidos

W_{mws} =Peso del matraz + agua + muestra

W_{mw} =Peso del matraz + agua + muestra (de la curva de calibración)

W_s =Peso del suelo seco

III.3.1.4 LIMITES DE CONSISTENCIA

Todos los materiales son deformables, existiendo materiales con comportamiento elástico (Aquellos materiales que estando sujetos ante deformaciones tienden a recuperar su estado original) y comportamiento plástico (propiedad de un material de soportar deformaciones sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable, sin desmoronarse ni agrietarse).

Se han desarrollado varios criterios para medir la plasticidad de las arcillas, pero el mas aplicado es el de Atterberg, quien sostiene que la plasticidad en arcillas es una propiedad que varia en función del contenido de agua, y los diferentes estados del suelo se le llaman estados de consistencia, y a los limites entre cada estado de consistencia, Atterberg considero los siguientes Limites de Consistencia.

| ESTADO | LIMITE |
|------------|-----------------------|
| Líquido | Limite Líquido |
| Plástico | |
| Semisólido | Limite Plástico |
| Sólido | Limite de Contracción |

Limite líquido (LL)

Contenido de agua de un suelo fino para el cual se tiene una resistencia al esfuerzo cortante de 25 gr/cm². Su valor se determina en laboratorio por medio de la copa de Casagrande (Figura III.5).

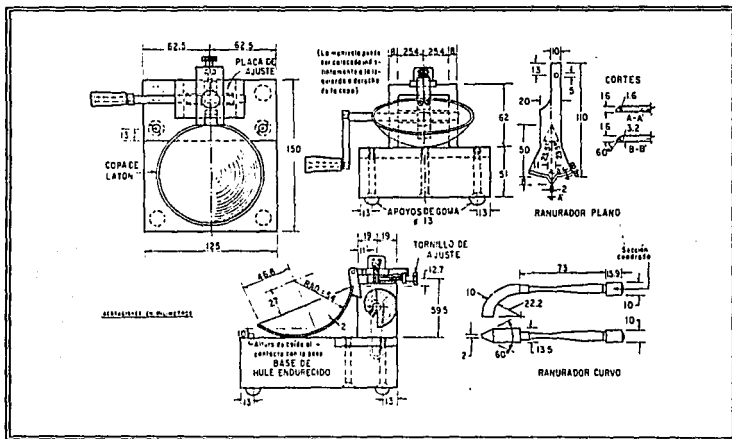


Fig. III.5 Copa de Casagrande.

Consiste en colocar una muestra de suelo dentro de la copa, y con una leva se dan vueltas a razón de dos golpes por segundo, cayendo la copa repentinamente contra la base de esta, cuando se cierre la ranura en 25 golpes entonces estaremos en el limite líquido. Se acostumbra repetir el procedimiento cuatro veces de modo que dos determinaciones sean

mayores de 25 golpes y dos menores de 25. Se gráfica el $w(\%)$ contra el número de golpes N (logarítmico); para encontrar el LL solo se necesita encontrar el valor correspondiente para 25 golpes.

Limite plástico (LP)

Es el contenido de agua a partir del cual el suelo comienza a perder sus propiedades plásticas para pasar a un estado semisólido. Su determinación se lleva a cabo formando rollitos de suelo de tres mm. de diámetro sobre un vidrio pulido. Cuando las muestras se comienzan a agrietar están sobre su límite plástico, que se determina obteniendo el contenido de agua de cada rollito.

Limite de contracción

Es el contenido de agua a partir del cual el volumen del suelo permanece constante aunque la humedad disminuya. Este límite suele manifestarse visualmente por un cambio de tono de color oscuro a más claro al irse secando en horno por espacio de 24 horas. Se determina su volumen, peso y densidad de sólidos, con estos datos se sustituyen en la expresión siguiente:

$$LC \% = (\gamma_w V_m) / W_s - 1 / S_s$$

Índice plástico

Se denomina Índice Plástico al rango de contenidos de agua para los que un suelo se comporta plásticamente, se obtiene con la diferencia del límite líquido y límite plástico.

$$IP = LL - LP$$

CARTA DE PLASTICIDAD

En base al límite líquido y el índice de plasticidad, el Doctor Casagrande comenzó a clasificar el comportamiento de los suelos y elaboró la Carta de Plasticidad, que nos sirve para tener la información cualitativa de un suelo. (Se basa en la nomenclatura del SUCS). La carta de Plasticidad y la tabla de clasificación del SUCS se encuentran en la figura III.6.

III.3.1.5 GRANULOMETRIA

El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que componen a una muestra representativa de suelo. Este análisis solo tiene sentido efectuarlo en suelos gruesos. (Tamaño de 0.074 y 76.2 mm)

mayores de 25 golpes y dos menores de 25. Se gráfica el $w(\%)$ contra el número de golpes N (logarítmico); para encontrar el LL solo se necesita encontrar el valor correspondiente para 25 golpes.

Limite plástico (LP)

Es el contenido de agua con el cual el suelo comienza a perder sus propiedades plásticas para pasar a un estado semisólido. Su determinación se lleva a cabo formando rollitos de suelo de tres mm. de diámetro sobre un vidrio pulido. Cuando las muestras se comienzan a agrietar están sobre su límite plástico, que se determina obteniendo el contenido de agua de cada rollito.

Limite de contracción

Es el contenido de agua a partir del cual el volumen del suelo permanece constante aunque la humedad disminuya. Este límite suele manifestarse visualmente por un cambio de tono de color oscuro a mas claro al irse secando en horno por espacio de 24 horas. Se determina su volumen, peso y densidad de sólidos, con estos datos se sustituyen en la expresión siguiente:

$$LC \% = (\gamma_w V_m) / W_s - 1 / S_s$$

Indice plástico

Se denomina Índice Plástico al rango de contenidos de agua para los que un suelo se comporta plásticamente, se obtiene con la diferencia del límite líquido y límite plástico.

$$IP = LL - LP$$

CARTA DE PLASTICIDAD

En base al límite líquido y el Índice de plasticidad, el Doctor Casagrande comenzó a clasificar el comportamiento de los suelos y elaboró la Carta de Plasticidad, que nos sirve para tener la información cualitativa de un suelo. (Se basa en la nomenclatura del SUCS). La carta de Plasticidad y la tabla de clasificación del SUCS se encuentran en la figura III.6.

III.3.1.5 GRANULOMETRIA

El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que componen a una muestra representativa de suelo. Este análisis solo tiene sentido efectuarlo en suelos gruesos. (Tamaño de 0.074 y 76.2 mm)

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (S.U.C.S.)

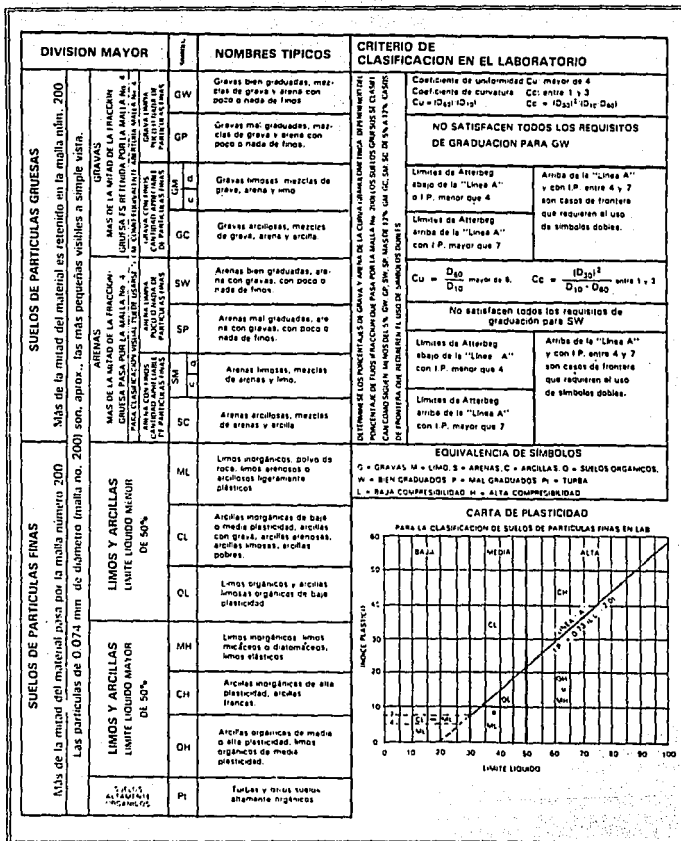


Figura III-8 CARTA DE PLASTICIDAD Y SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS SUCS

FALLA DE ORIGEN

La medición del tamaño de los granos de un suelo puede efectuarse de la siguiente manera:

-a) **Análisis directo** _ Se realiza en partículas mayores de 3" de tamaño con aparato de precisión manual. Con este análisis se obtiene el tamaño de las partículas y no una distribución granulométrica como en la medición con mallas.

-b) **Medición con mallas** _ Consiste en ordenar en forma descendente una serie de mallas de diferentes tamaños entre sus hilos y colocar el suelo previamente seco y se agitarlas durante 5 minutos en un agitador; después se pesa el suelo retenido en cada malla, (Sin tener perdidas de material), posteriormente se calcula el porcentaje retenido en cada malla con respecto al peso total de la muestra y el porcentaje que pasa respecto a dicho total. Por último se gráfica en escala semilogarítmica el material que pasa en peso (%) y el diámetro de la malla para obtener la curva de distribución granulométrica, que nos indica en general el tamaño de los granos y la buena o mala graduación de estos.

Cuando la distribución de tamaños de un suelo tiene una gran variedad de éstos, se dice que el suelo está bien graduado.

En la figura III.7 se muestra una curva granulométrica de diferentes suelos de la Ciudad de México.

A partir de la curva de distribución granulométrica pueden obtenerse el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura, que son dos indicadores que caracterizan a un suelo o que definen la graduación de este. Se obtienen con las siguientes expresiones.

| | |
|-----------------------------------|-------------------------|
| COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD | $C_u = D_{60} / D_{10}$ |
|-----------------------------------|-------------------------|

| | |
|---------------------------------|----------------------------------|
| COEFICIENTE DE CURVATURA | $C_c = D_{30}^2 / D_{10} D_{60}$ |
|---------------------------------|----------------------------------|

Donde:

- D_{10} = Diámetro que corresponde a las partículas cuyo tamaño es mayor o igual que el 10% en peso total de las partículas de suelo.
- D_{30} y D_{60} = Diámetro que corresponde a las partículas cuyo tamaño es mayor o igual que el 30% y 60% en peso total de las partículas de suelo respectivamente.

El coeficiente de uniformidad C_u representa la extensión de la curva de distribución granulométrica, a mayor extensión de curva mayor variedad de tamaños.

Para un suelo bien graduado:

| | |
|-----------|-------------|
| $C_u > 6$ | Para Arenas |
| $C_u > 4$ | Para Gravas |

El coeficiente de curvatura trata de indicarnos una curva granulométrica constante sin escalones, se cumple en arenas y gravas cuando:

$$1 < C_c < 3$$

III.3.1.6 RELACIÓN DE VACÍOS

Es el cociente de un volumen de vacíos y un volumen de sólidos, se representa por la letra "e".

$$e = V_v / V_s$$

Su obtención en laboratorio se realiza aplicando la ecuación siguiente:

$$e = V_v / V_s = (V_m - V_s) / V_s = (W_m S_s / W_s) - 1$$

Donde:

V_m = Volumen de la muestra de suelo

V_s = Volumen de la fracción sólida

W_m = Peso de la muestra total

W_s = Peso de la muestra de suelo seca

S_s = Densidad de sólidos

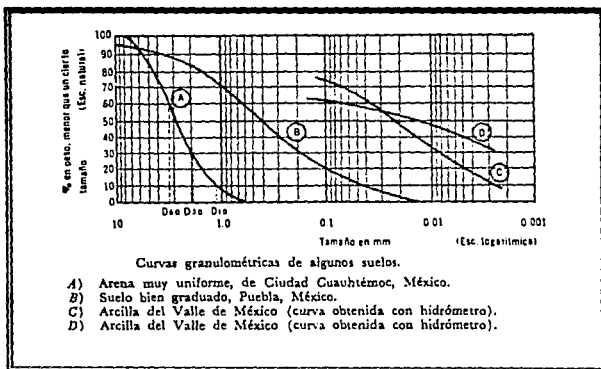


Figura III.7 Curvas granulométricas de algunos suelos

III.3.2 PRUEBAS MECÁNICAS

Las pruebas mecánicas se aplican a los suelos para obtener sus características de deformabilidad y resistencia al corte, obteniéndose estos valores de las pruebas de consolidación y de resistencia al corte.

III.3.2.1 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Se basa en la hipótesis en donde la disminución de volumen que tenga lugar en un lapso de tiempo en una muestra de suelo es debido a la expulsión de agua provocado por un aumento de las cargas sobre este, además el proceso de consolidación se supone unidimensional, es decir, que la posición relativa de las partículas sólidas y el cambio de volumen del suelo se debe al movimiento de las partículas del suelo únicamente en dirección vertical.

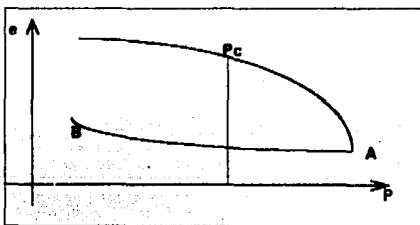
Las pruebas de consolidación sirven para determinar la velocidad y magnitud de los cambios volumétricos del suelo. Para ello se requieren muestras inalteradas de 7 a 10 cm de diámetro y de 1.0 a 2.5 cm de altura. La prueba puede llevarse a cabo en un consolidómetro de anillo fijo o en uno de anillo flotante (el de mayor uso en la actualidad). Figura III.8.

La muestra se coloca en el interior de un anillo metálico cerrado donde queda confinada lateralmente. El anillo se coloca entre dos piedras porosas circulares de diámetro menor que el diámetro interior del anillo, el conjunto se coloca dentro de la cazuela del consolidómetro.

Se comienza a aplicar carga axial a la muestra, que se reparte uniformemente en toda su área con el dispositivo integrado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Como resultado de la aplicación de carga el agua tiende a salir de la muestra a través de las piedras porosas. Las deformaciones del suelo se miden con un extensómetro montado en el marco de carga móvil y conectado a la cazuela fija. Las cargas se van incrementando, permitiendo que cada incremento se desarrolle por un lapso suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se toman lecturas del extensómetro para conocer la deformación experimentada por la muestra a diferentes tiempos. Con los valores de estas lecturas se dibujan las curvas de consolidación correspondientes a cada incremento de carga aplicado, graficándose en el eje de las abscisas los valores de tiempos transcurridos (logarítmicos) y en eje de las ordenadas las lecturas del extensómetro. (escala natural)

Para cada incremento de carga aplicado se tiene un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre la muestra. Así, una vez aplicado todos los incrementos de carga necesarios se tendrán valores para graficar las curvas llamadas de compresibilidad. (Ver gráfica 1)



Gráfica 1 Curva típica de la prueba de compresibilidad

La carga correspondiente al punto donde se nota un quiebre en la curva se llama carga de preconsolidación P_c y equivale a la presión máxima que el suelo a soportado. A la izquierda de P_c corresponde la rama de recompresión, y a la derecha de P_c se le llama rama virgen. El punto A es el punto que corresponde a la máxima presión sobre la muestra, a partir de este punto comienza la etapa de descarga que consiste en ir retirando cargas para que la velocidad de deformación tienda a cero, a esta etapa se le conoce como rama de descarga (Comprendido del punto A al punto B).

III.3.2.2 RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se basa en la ecuación de Coulomb y se basa en los parámetros del suelo como son la cohesión y la fricción interna, dicha ecuación queda de la siguiente manera:

$$S = C + \sigma' \operatorname{tg} \phi$$

Sabemos que: $\sigma' = \sigma_{\text{total}} - u$

Donde:

- S = Resistencia al esfuerzo cortante del suelo
- C = Cohesión del suelo
- σ' = Presión efectiva
- u = Presión de poro
- ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo

En la ecuación anterior, para conocer ϕ y C es necesario realizar pruebas a muestras de suelo de 3.5 a 7.00 cm. de diámetro y de 9 a 20 cm. de alto.

Algunas de las pruebas para obtener dichos parámetros se describen a continuación:

III.3.2.3 PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE

Esta prueba solo puede efectuarse en suelos que tengan una cierta cohesión que permita el labrado de muestras. La prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, prácticamente solo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla.

Si se hace por esfuerzo controlado, se aplica carga axial a la probeta, incrementándose gradualmente hasta que falle, obteniéndose la deformación ocurrida con cada incremento de carga.

Si se realiza por deformación controlada, la muestra estará sujeta a una velocidad de deformación especificada y se obtendrá la carga que resiste la probeta en un intervalo de tiempo determinado y la deformación total.

Esta prueba se realiza con el aparato similar a la figura III.9.

III.3.2.4 PRUEBAS TRIAXIALES

Las pruebas de compresión triaxial se realizan en cámaras triaxiales con el propósito de determinar las características de esfuerzo deformación y resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes producidos cuando varían los esfuerzos principales que actúan sobre un espécimen cilíndrico del suelo que se trate. En los tipos más usuales del aparato de prueba, dos de los esfuerzos principales se producen por presión de agua que rodea al espécimen y por lo tanto son iguales. (Figuras III.10 y III.11)

En general las pruebas triaxiales se llevan a cabo en dos etapas, en la primera se somete a la muestra a la presión de cámara (σ_c) y puede o no permitirse el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua de la cámara, en la segunda etapa la muestra se somete a esfuerzos cortantes aplicando presión variable a través de un vástago, ejerciéndose así esfuerzos principales que no son iguales entre sí. En esta segunda etapa también puede o no permitirse el drenaje, aunque esto solo se justifica si la primera etapa fue drenada, en caso contrario no tiene objeto drenar durante la segunda etapa.

III.3.2.4.1 PRUEBA RÁPIDA (NO CONSOLIDADA - NO DRENADA) UU

Esta prueba se lleva a cabo con la válvula de drenaje cerrada en ambas etapas por lo que en ningún momento la muestra de suelo puede consolidarse. Durante la primera etapa la muestra se sujeta a la presión hidrostática del agua de la cámara e inmediatamente el suelo se lleva a la falla con la aplicación rápida de la carga axial, completándose en ello la segunda etapa de la prueba.

En esta prueba los esfuerzos efectivos al igual que su distribución no se determinan con exactitud.

III.3.2.4.2 PRUEBA LENTA (CONSOLIDADA DRENADA) CD

Los esfuerzos aplicados en esta prueba son efectivos. En la primera etapa se sujeta al suelo a una presión hidrostática (σ_c), permaneciendo la válvula de drenaje abierta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que la muestra se consolide bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores las tomarán las partículas sólidas del suelo, es decir que se producen esfuerzos efectivos, en tanto que las presiones neutras en el agua corresponden a la condición hidrostática.

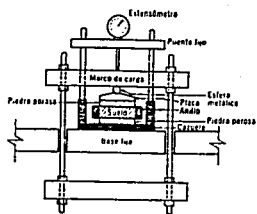


Figura III.8 Tipos de Consolidómetro

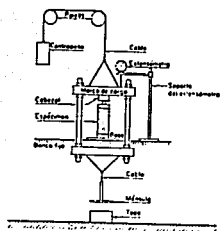
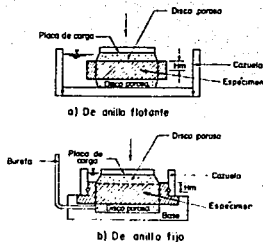


Figura III.9 Aparato para pruebas de compresión simple

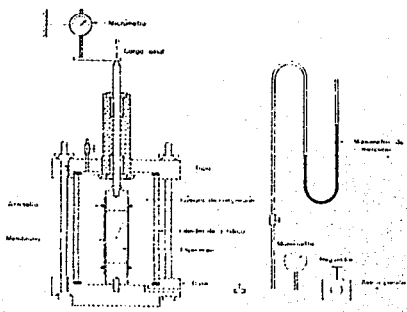


Figura III.10 Esquema general de una cámara bixial

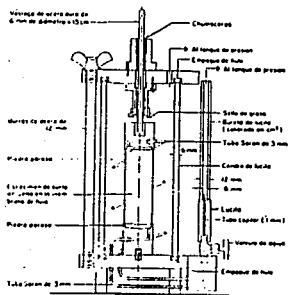


Figura III.11 Detalle de una cámara bixial

En la segunda etapa se comienza a aplicar carga axial incrementándose gradualmente hasta que la muestra falle. Cada incremento se mantiene el tiempo necesario para que las presiones en el agua en exceso de la hidrostática se disipen completamente.

III.3.2.4.3 PRUEBA RÁPIDA CONSOLIDADA (CONSOLIDADA NO DRENADA) CU

Durante la primera etapa la muestra se consolida, en primer término, por efecto de la presión hidrostática, manteniendo la válvula de drenaje abierta, hasta que el esfuerzo oc llegue a ser efectivo actuando sobre las partículas sólidas del suelo. A continuación se hace fallar la muestra con un rápido incremento de carga axial, de modo que no haya lugar a un cambio de volumen. No debe permitirse ninguna consolidación adicional durante la aplicación de la carga axial, por lo que la válvula de drenaje debe cerrarse, aunque una vez cerrada la válvula de salida del agua de las piedras porosas a la bureta la carga axial puede ser aplicada a una velocidad cualquiera, dicha velocidad si influye en la resistencia del suelo pese a no existir ya drenaje.

Por medio de las pruebas anteriores se obtienen datos para estimar las características de deformabilidad y resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

Dependiendo del tipo de prueba, los datos a estimarse pueden variar, además de influir también el suelo a probar (Suelo normalmente consolidado, preconsolidado, parcial o totalmente saturado, etc.).

III.4 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS, FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL SUBSUELO EN EL SITIO DEL PROYECTO

En este apartado se resumen los resultados de las exploraciones y muestreos del sitio donde se proyecta la ampliación del Palacio Municipal, así como la ubicación de los sondeos realizados (Fig. III.12).

El estudio de Mecánica de Suelos incluyó varias etapas, se revisaron estudios anteriores realizados en la zona así como las exploraciones en el sitio del proyecto, de tal forma que se determinó que el subsuelo se encuentra en una zona con características similares a la zona de transición, donde las formaciones geológicas y superficiales son principalmente de origen aluvial y lacustre con intercalaciones de materiales de origen volcánico (arenas, pómez y vidrio volcánico), donde la estratigrafía varía fuertemente de un sitio a otro. Los resultados de los estudios realizados en el sitio del proyecto se mencionan a continuación.

ML.4.1 EXPLORACIÓN

Por analogía se aplicó a la construcción proyectada la reglamentación válida para la zona de transición (zona II) de la Zonificación Geotécnica del D.F., de acuerdo con dicho reglamento la edificación por sus dimensiones en planta, debe clasificarse entre las construcciones pesadas y extensas. (Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo, inciso b de las NTC Diseño de Cimentaciones). Para este tipo de edificación con aprox. 240 m. de perímetro ubicado en la zona II, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal exige por lo menos tres sondeos, por lo tanto se realizaron tres sondeos a 20.00 m de profundidad. (Investigación del subsuelo sección 2.2 inciso b de las NTC para el Diseño de Cimentaciones).

Los sondeos tuvieron como objetivo determinar el perfil estratigráfico y las características mecánicas del subsuelo y sus variaciones dentro del predio. Los sondeos fueron de tipo mixto, donde se extrajeron muestras inalteradas de los estratos mas blandos con tubo shelby, y en los tramos donde no se extrajeron muestras inalteradas, se llevaron a cabo pruebas de penetración estándar.

Por otra parte, se llevaron a cabo tres pozos a cielo abierto para observar las características de la cimentación del palacio actual con profundidades respectivas de 2.0 , 0.60 y 1.10 m. respectivamente, de lo que se observó lo siguiente.

PCA-1

Debajo del muro de carga de la construcción del Palacio existente, de aproximadamente siete metros de altura y constituido por tabique rojo, se encontró una trabe de concreto de 50 cm. de espesor que descansa sobre una capa de 60 cm de piedra brasa (cantera rosa), y debajo de estos materiales se encontró a 1.25 metros de profundidad el suelo natural constituido por un limo arcilloso gris oscuro.

PCA-2

La realización del PCA-2 tuvo que suspenderse debido a interferencia con el uso del Palacio Municipal existente

PCA-3

En esta zona el muro de carga, esta constituido por mampostería de cantera rosa y por traveses de concreto horizontales localizadas a diferentes alturas. Debajo del muro se encontró

una trabe de concreto probablemente simple de 85 cm de peralte que descansa sobre una capa de 15 cm de fragmentos de tabique rojo.

Debajo de estos materiales se encontró a un metro de profundidad el suelo natural constituido por un limo arcilloso oscuro.

II.4.2 EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES PIEZOMÉTRICAS

Se midió la profundidad del nivel de agua en las perforaciones durante y después de los trabajos de exploración, por medio de una sonda piezoeléctrica.

Las mediciones del nivel del agua que se realizaron en las tres perforaciones dieron los resultados siguientes:

| | 18 Junio de 1991 | 29 de Junio de 1991 |
|-----|------------------|---------------------|
| SM1 | 4.20 m | 5.50 m |
| SM2 | 5.00 m | 12.75 m |
| SM3 | 16.70 m | 15.20 m |

Las lecturas anteriores muestran que el nivel freático se encuentra a una profundidad del orden de 16.00 metros. Las lecturas más superficiales corresponden probablemente al agua de perforación que no ha sido absorbida todavía por el subsuelo.

II.4.3 PRUEBAS DE LABORATORIO

Todas las muestras representativas del subsuelo que se obtuvieron de la exploración fueron clasificadas de acuerdo con el Sistema de Clasificación de Suelos (SUCS), además de realizarse las siguientes pruebas.

- Clasificación visual y al tacto en húmedo y en seco
- Contenido de agua
- Granulometría por mallas
- Límites de consistencia
- Densidad de sólidos
- Peso volumétrico
- Consolidación unidimensional
- Compresión axial no confinada
- Pruebas de resistencia de tipo triaxial no consolidado-no drenado UU

Los resultados de las pruebas anteriores se resumen en las gráficas que se encuentran al final de este capítulo.

4.3.1 LÍMITES DE CONSISTENCIA

Los límites de consistencia de las diversas muestras que se analizaron se resumen en las gráficas 2, 3 y 4.

4.3.2 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

El perfil estratigráfico del subsuelo en los lugares de los sondeos se muestran en las gráficas 5, 6 y 7.

La descripción detallada del perfil estratigráfico de cada uno de los sondeos que se realizaron se describen a continuación.

SM-1

| PROFUNDIDAD | DESCRIPCION |
|---------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 0.00 - 1.00 | Se encuentran materiales de relleno, principalmente gravas y arenas, así como desechos de construcción. |
| 1.00 - 5.50 | Limos arcillosos con contenido de agua del orden de un 40% y una resistencia a la penetración estándar de 20 golpes. Según el SUCS se puede clasificar como un suelo MC-L (Limo arcilloso de baja compresibilidad). |
| 5.50 - 6.00 | Lente de arena con un contenido de agua del 40% y un índice a la penetración estándar de menos de 10 golpes. |
| 6.00 - 7.50 | Limo arcilloso con un contenido de agua igual a $w=30\%$. En este tramo de sondeo no se registro resistencia a la penetración estándar, ya que se avanzó con broca tricónica. Conforme al SUCS se clasifica al suelo como un MC-L (Limo arcilloso de baja compresibilidad). |
| 7.50 - 8.50 | Lente de arena con un contenido de agua igual a $w=23\%$ y una resistencia a la penetración estándar de 30 golpes. |
| 8.50 - 14.50 | Limo arcilloso con un contenido de agua igual a $w=25\%$ y un índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Se puede clasificar el suelo como un MC-L. |
| 14.50 - 15.00 | Lente de arena con un contenido de agua igual a $w=23\%$ y una resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. |

| | |
|---------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 15.00 - 17.25 | Limo arcilloso con un contenido de agua igual a $w=25\%$ y un índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Se puede clasificar el suelo como un MC-L (Limo arcilloso de muy baja compresibilidad). |
| 17.25 - 17.85 | Lente de arena con un contenido de agua igual a $w=20\%$, en este tramo se avanza con broca tricónica, no registrándose por lo tanto su resistencia a la penetración estándar. |
| 17.85 - 21.00 | Limo arcilloso con un contenido de agua igual a $w=18\%$ y un índice a la penetración estándar que no se encuentra registrado, pero por la similitud de los materiales que le sobreyacen es de esperarse que este tramo se tenga una resistencia mayor de 50 golpes. Se puede clasificar este tipo de suelo conforme al SUCS como limo arcilloso de muy baja compresibilidad. (MC-L) |

SM-2

PROFUNDIDAD

DESCRIPCIÓN

| | |
|---------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 0.00 - 1.00 | Depósitos de relleno principalmente gravas y arenas, así como partes de construcción. |
| 1.00 - 4.90 | Limo arcilloso con contenido de agua promedio de $w=40\%$, su índice de resistencia a la penetración estándar es del orden de 20 y 25 golpes. Se puede clasificar como un MC-L. |
| 4.90 - 5.50 | Lente de arena fina con un contenido de agua igual a $w=20\%$ y una baja resistencia a la penetración estándar. |
| 5.50 - 8.00 | Limo arcilloso con un contenido de agua igual a $w=23\%$ y una baja capacidad de resistencia a la penetración estándar, se clasifican estos materiales como MC. |
| 8.00 - 10.00 | Lente de arena fina con un contenido de agua igual a $w=22\%$ y una alta resistencia a la penetración estándar. |
| 10.00 - 13.90 | Limo arcilloso con un contenido de agua igual a $w=20\%$. Este estrato presenta una alta resistencia a la penetración estándar (más de 50 golpes), se considera un estrato bastante resistente. Conforme al |

SUCS se puede clasificar como un suelo MC-L (Limo arcilloso de muy baja compresibilidad).

- 13.90 - 14.80 Lente de arena fina con un contenido de agua igual a $w=20\%$ y una resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes.
- 14.80 - 16.10 Limos con un contenido de agua $w=22\%$ y buena capacidad de resistencia a la penetración estándar (Mayor de 50 golpes). Se clasifica como un M-L (Limo de baja compresibilidad).
- 16.10 - 17.50 Lente de arena fina con un contenido de agua igual a $w=18\%$ y una muy buena resistencia a la penetración estándar.
- 17.50 - 20.00 Limo arenoso con una alta resistencia a la penetración estándar (mayor de 50 golpes) y un contenido de agua igual a $w=30\%$, se le puede clasificar como un suelo tipo MS-L (Limo arenoso de muy baja compresibilidad).

SM-3

PROFUNDIDAD

DESCRIPCIÓN

- 0.00 - 1.00 Material de relleno, incluye arenas, gravas y restos de construcción, así como suelos orgánicos.
- 1.00 - 4.50 Limo arcilloso con contenido de agua igual a $w=30\%$, con una buena resistencia a la penetración estándar, del orden de 40 golpes, se clasifica como un limo arcilloso de baja compresibilidad (MC-L).
- 4.50 - 5.50 Lente de arena con un $w=20\%$ y una buena resistencia a la penetración estándar.
- 5.50 - 7.00 Limo con un contenido de agua igual a $w=30\%$, presenta una baja resistencia a la penetración estándar.
- 7.00 - 8.00 Lente de arena con un contenido de agua igual a $w=23\%$ y una baja resistencia a la penetración estándar.
- 8.00 - 10.60 Limo arenoso con un contenido de agua igual a $w=25\%$. Su índice a la penetración estándar es bajo en el tramo de 8.00 a 9.00 m, pero es bastante resistente apartir de los 9.00 metros (mayor de 50 golpes).

- 10.60 - 16.10 Arenas compactas con pequeñas intercalaciones de limos, su contenido de agua es del orden de $w=20\%$ y una resistencia a la penetración estándar de mas de 50 golpes.
- 16.10 - 17.50 Limos con contenido de agua igual a $w=20\%$ y una alta capacidad a la penetración estándar, (es mayor de 50 golpes). Se puede clasificar este suelo como un ML (Limo de baja compresibilidad).

III.4.3 PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN

Los resultados de las pruebas de consolidación se encuentran en las gráficas 8 y 9.

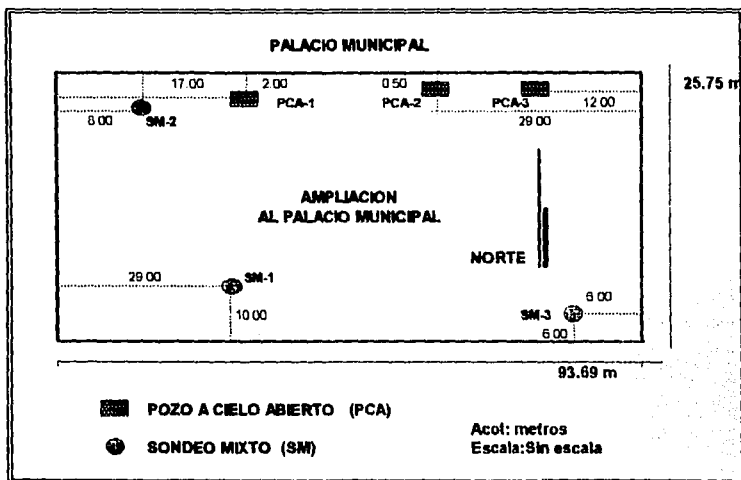
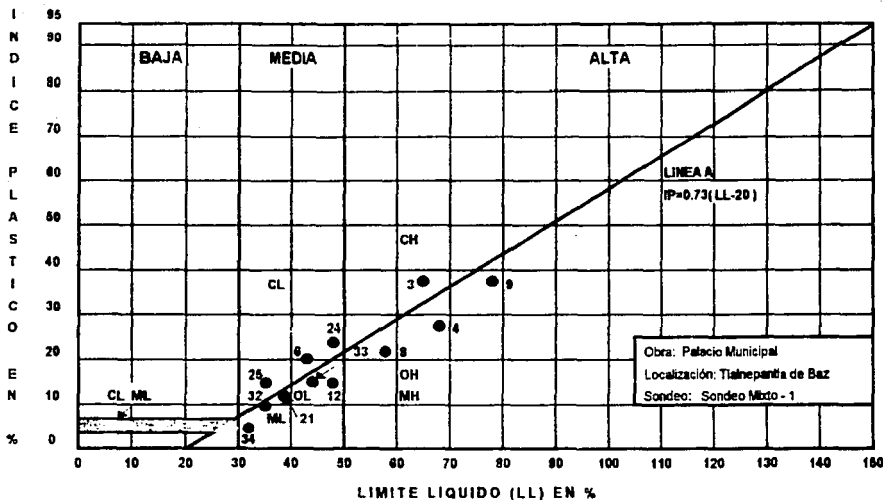


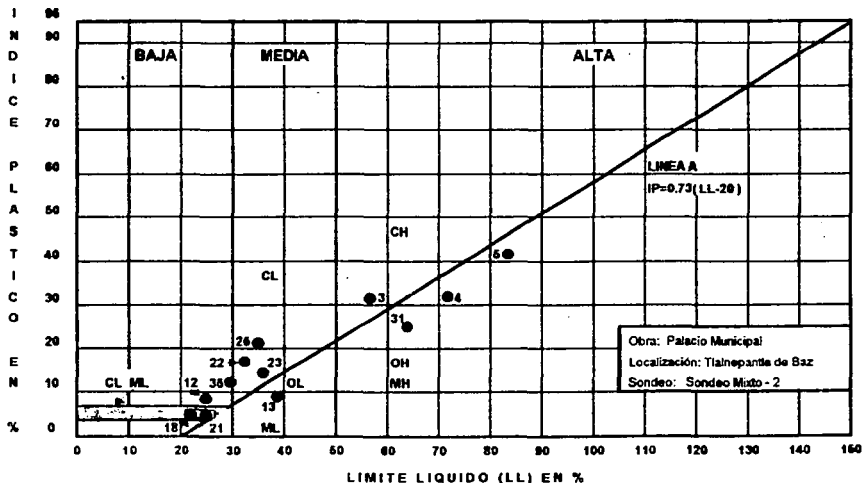
Figura III.12 Localización de los sondeos.

CARTA DE PLASTICIDAD DE SUELOS FINOS



- ML Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillas ligeramente plásticas.
- CL Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas o limosas.
- OL Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.
- MH Limos inorgánicos, limos elásticos, suelos micáceos o diatomáceos arenosos finos o limosos.
- CH Arcillas inorgánicas de alta plasticidad.

CARTA DE PLASTICIDAD DE SUELOS FINOS



ML Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillas ligeramente plásticas.

CL Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas o limosas.

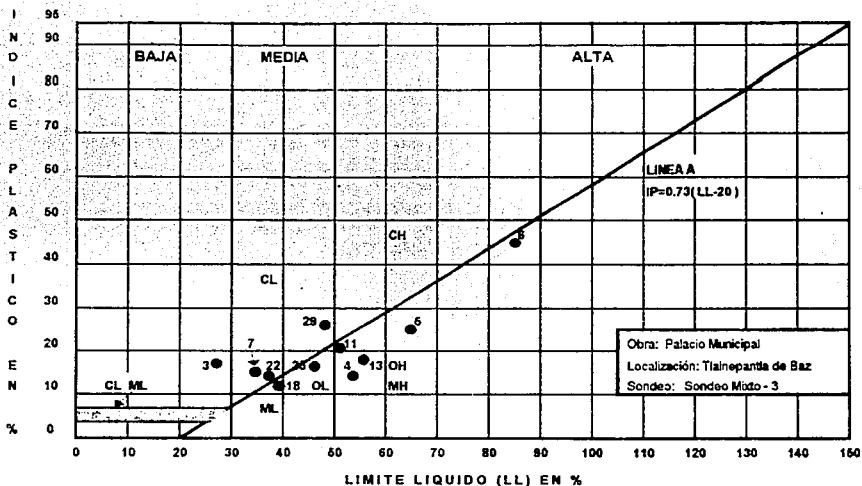
OL Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.

MH Limos inorgánicos limos elásticos, suelos micáceos o diatomáceos arenosos finos o limosos.

CH Arcillas inorgánicas de alta plasticidad.

Gráfica 3

CARTA DE PLASTICIDAD DE SUELOS FINOS



ML Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillas ligeramente plásticas.

CL Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas o limosas.

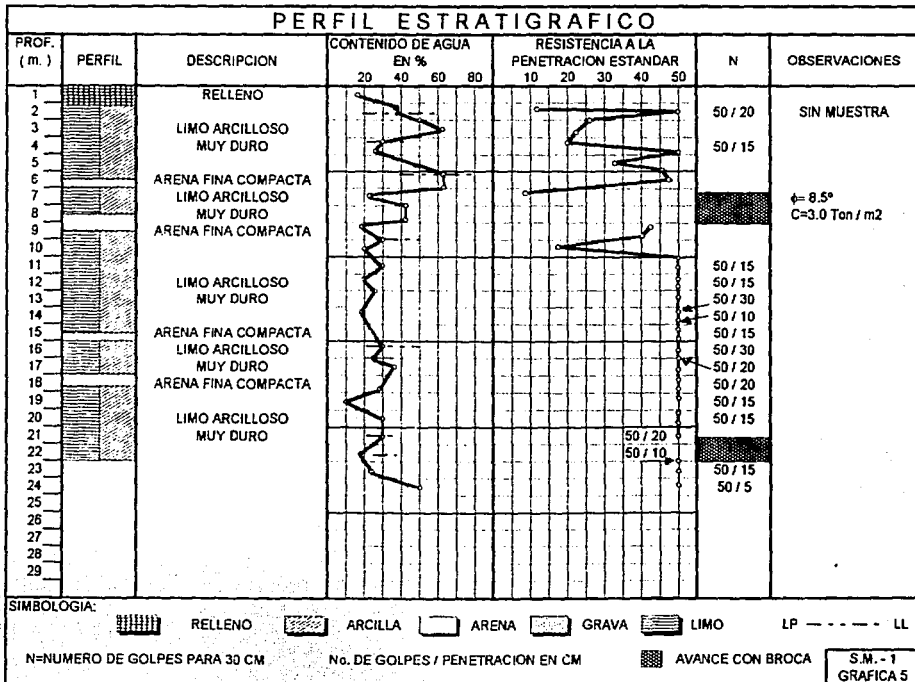
OL Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.

MH Limos inorgánicos, limos elásticos, suelos micáceos o diatomáceos arenosos finos o limosos.

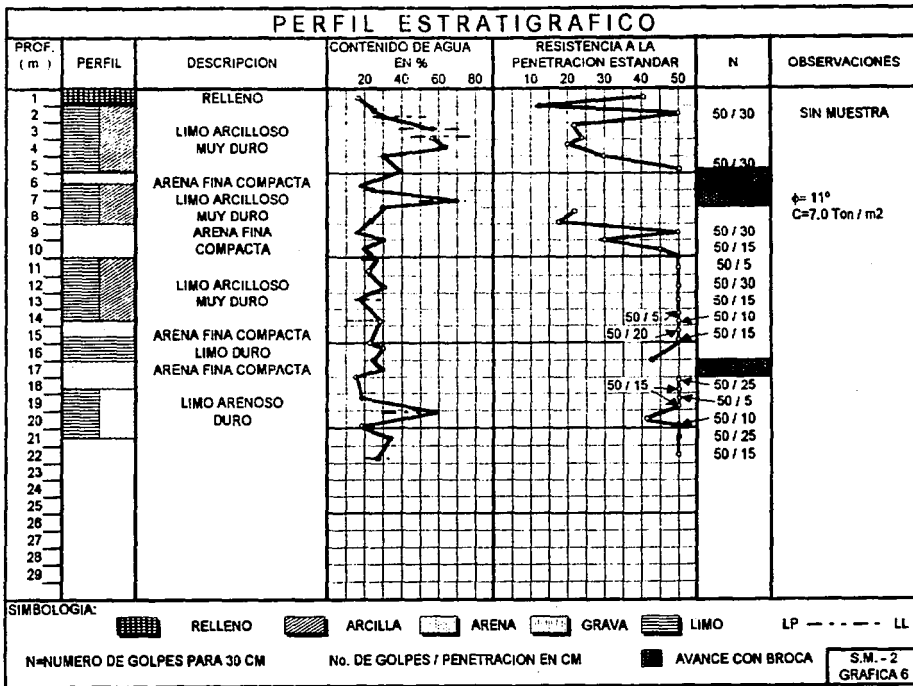
CH Arcillas inorgánicas de alta plasticidad.

Gráfica 4

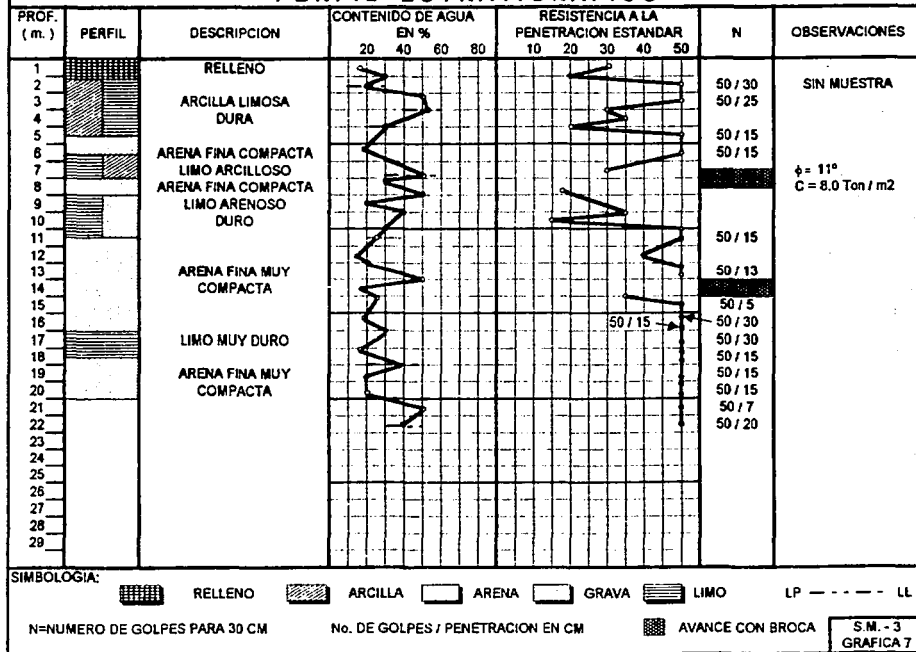
PERFIL ESTRATIGRAFICO



PERFIL ESTRATIGRAFICO

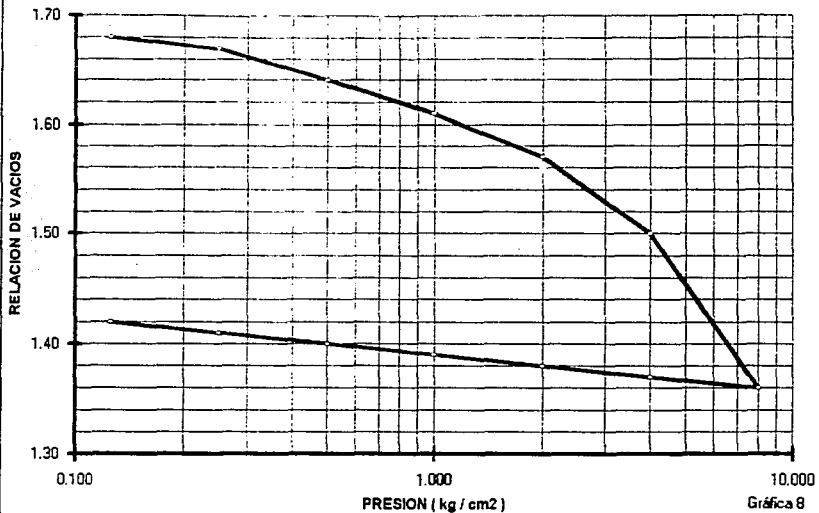


PERFIL ESTRATIGRAFICO



CURVA DE COMPRESIBILIDAD

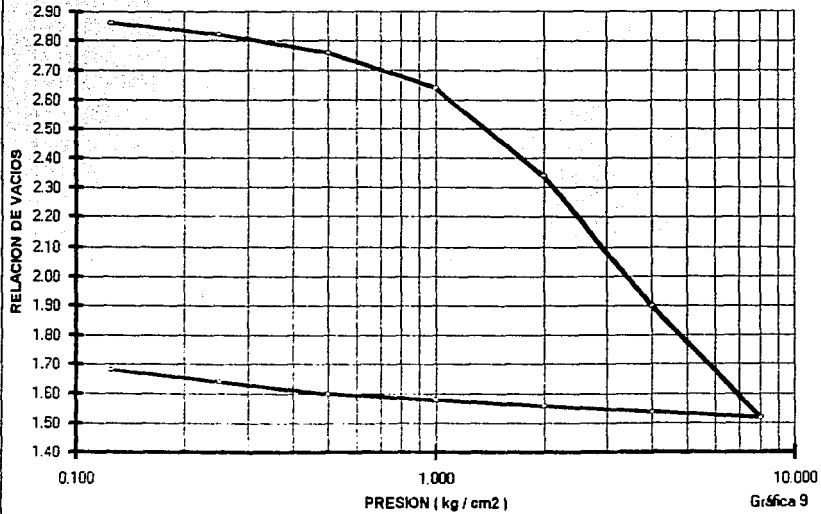
Sondeo SM-1 Profundidad 5.6-7.8 m



Obra: Ampliación del Palacio Municipal

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

Sondeo SM-2 Profundidad 5.8-6.4 m



Obras: Ampliación del Palacio Municipal

INGENIERÍA DE CIMENTACIONES

El objetivo fundamental de las Cimentaciones es la de conformar una parte estructural de transición entre la superestructura y el terreno en donde se apoya, transmitiendo a este de una manera adecuada y segura los esfuerzos generados por la acción de cargas externas, incluyendo en estos el peso propio de la cimentación.

En el enfoque de diseño de la Ingeniería de Cimentaciones a nivel geotécnico se establecen los objetivos del proyecto y las condiciones de diseño o evaluación de una cimentación, en función de las solicitaciones a las que estará sujeta la estructura, la estratigrafía y propiedades del subsuelo, para evaluar la capacidad de carga del terreno, identificar los niveles de desplante, seleccionar y proporcionar los sistemas de cimentación, así como verificar su estabilidad y comportamiento ante diferentes acciones.

Para definir y proporcionar los posibles sistemas de cimentación para el proyecto de ampliación al Palacio Municipal, se desarrollan en este capítulo los objetivos mencionados anteriormente, así como una breve descripción de los sistemas de cimentación más utilizados en la actualidad y de las teorías de capacidad de carga que son la base de las Normas Técnicas Complementarias (NTC) para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, ya que serán estas las normas que se aplicarán en el proceso del cumplimiento de los objetivos mencionados en un principio del capítulo de acuerdo al Reglamento de Construcciones de D.F.

Los tipos de cimentaciones se dividen en superficiales y profundas en función de su profundidad de desplante, los tipos de cimentación más usuales se describen a continuación. (Ver tipos de cimentaciones en la figura IV.1).

IV.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Las cimentaciones superficiales son aquellas en que el nivel de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimient. Suelen llamarlas también someras o directas, ya que los elementos verticales de la superestructura se prolongan hasta el terreno de apoyo descansando directamente sobre el mediante el ensanchamiento de su sección transversal para así reducir el esfuerzo transmitido al terreno.

Los tipos de cimentaciones superficiales se pueden clasificar en los siguientes tipos:

ZAPATAS

Se utilizan cuando se cuenta con un estrato de suelo con suficiente resistencia a la deformación y buena capacidad de carga. Los diferentes tipos de zapatas son los siguientes.

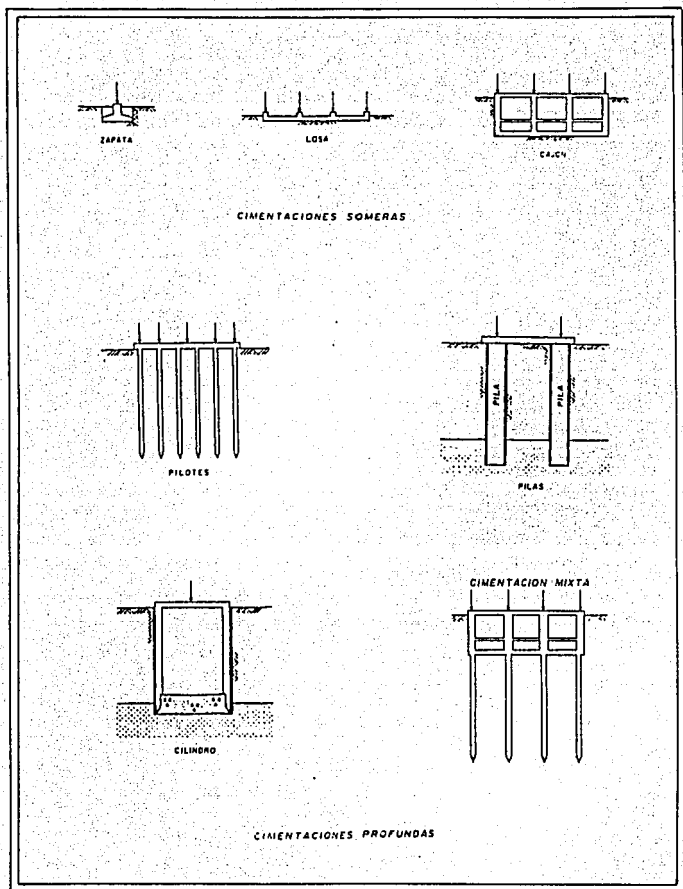


Figura IV.1 Tipos de cimentaciones mas usuales

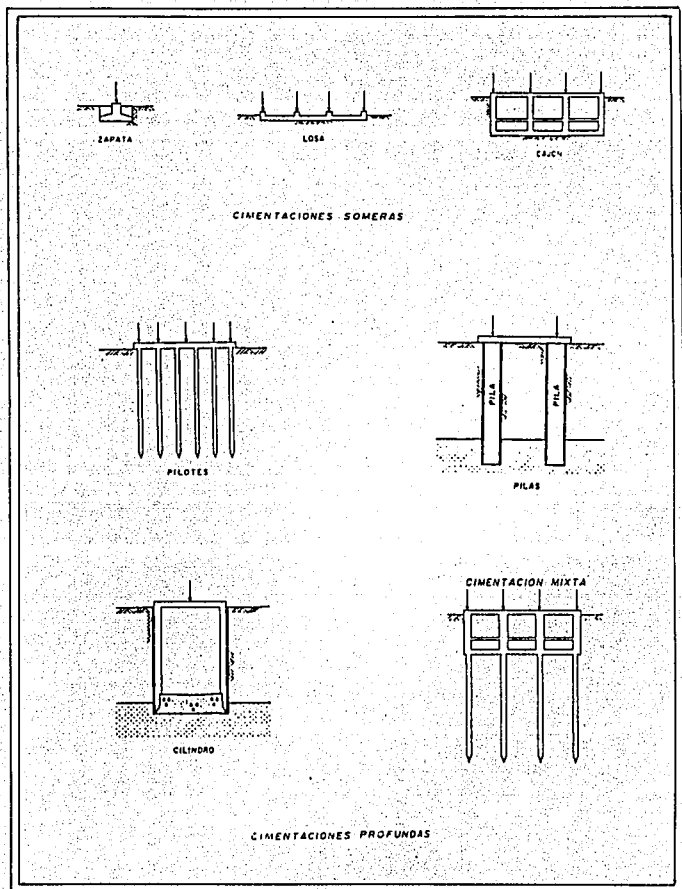


Figura IV.1 Tipos de cimentaciones más usuales

Zapatas aisladas - Consisten en una losa cuadrada o rectangular que se coloca debajo de una columna individual con la finalidad de ejercer una presión uniforme y evitar asentamientos excesivos. La presión que se transmite al terreno siempre debe ser menor que la capacidad de carga admisible del mismo.

Zapatas de lindero - Cuando se presentan los problemas de no poder centrar las columnas a la zapata, como en los casos donde se tiene muy cerca la calle o lindero, se utilizan este tipo de zapatas. Presentan la dificultad de que la carga resulta ser excéntrica al área, por lo que se presentan presiones mayores debido al momento flexionante ocasionada por dicha excentricidad.

Zapatas combinadas - Este tipo de zapatas resultan cuando dos columnas se encuentran tan cercanas que sus zapatas aisladas se unirán.

Utilizando una zapata combinada, la resultante de las cargas se hacen coincidir en el centroide de la zapata, logrando con esto presiones uniformes en el terreno de apoyo.

Zapatas corridas - Este tipo de cimentación se utiliza generalmente bajo muros, traveses de cimentación o para unir dos o más columnas cuando la capacidad del terreno obliga a tener anchos de zapatas que se junten entre ellos.

Su geometría consiste en un ensanchamiento del muro o trabe en toda su longitud, están generalmente sujetos a una carga uniforme en toda su longitud.

Zapatas de mampostería - Están conformadas por piedras naturales y su empleo se recomienda cuando la magnitud de las descargas son pequeñas, y la capacidad del terreno es alta.

Es muy recomendable el uso de una dala en la corona del muro, con el fin de proporcionar una uniformización de las descargas del muro.

LOSAS DE CIMENTACIÓN

Generalmente se utilizan en estructuras donde la capacidad de carga del subsuelo sea muy baja, o el mismo sea muy deformable, por lo que se requerirá más del 50% del área en planta de la estructura para transmitir los esfuerzos generados por las descargas al estrato de apoyo. Este tipo de cimentación puede subdividirse en dos grupos.

-Losas planas- En este tipo de cimentación las columnas se apoyan directamente sobre la losa o por medio del uso de un ensanchamiento de las columnas llamado capitel o dado, pero sin que existan elementos estructurales de unión entre estos.

-Losa con retícula de vigas o contratrabes- Su empleo es muy recomendable cuando se requiere proporcionar una mayor rigidez a la cimentación. Consiste básicamente de una losa colada monolíticamente a vigas y/o contratrabes de rigidización.

CAJÓN DE CIMENTACIÓN

En ocasiones cuando los claros entre columnas son cortos, las cargas excesivas, y la capacidad de carga del suelo baja, es recomendable la construcción de cajones de cimentación.

Al construir un cajón de cimentación se libera al terreno de la carga por la excavación, de tal manera que permita aprovechar el peso del suelo excavando para compensarlo total o parcialmente con el peso de la cimentación, de esta manera se estará aliviando con esto la presión neta en la superficie de contacto de la estructura con el suelo.

CASCARONES

Este tipo de cimentación es una modalidad de la losa de cimentación con retícula de vigas. Presenta algunas ventajas sobre la losa ya que es menor el consumo de material, por lo que genera menos peso propio de la cimentación, además produce mayor rigidez.

Sin embargo su uso no es muy común debido a la dificultad para adoptar el tipo de sistema constructivo; esto es por la forma cilíndrica que hay que darle a la superficie de la excavación y a la habilitación del terreno curvo. Estas dificultades se acentúan si el nivel freático queda por encima del nivel de la excavación.

CIMENTACIONES COMPENSADAS

A medida que los suelos bajo una losa de cimentación son más compresibles, se hace necesario disminuir la magnitud de los incrementos de esfuerzos transmitidos al subsuelo, con el fin de esperar mínimos asentamientos producidos por la estructura. Tal reducción de incremento de esfuerzos se logra excavando un cierto volumen de suelo y construyendo en el lugar un cajón de cimentación.

Existen tres variantes de cimentación compensada y son las siguientes:

Totalmente compensadas - Son aquellas en las que el peso del edificio (estructura) es igual al peso del volumen de suelo desalojado y por ello no transmiten incrementos de esfuerzos al subsuelo.

Parcialmente compensadas - Llamadas así porque el peso de la estructura es mayor que el peso del volumen del suelo excavado, por lo que este solo compensa parcialmente el peso que soporta el suelo.

Sobrecompensadas - Es el tipo de cimentación que se presenta cuando la estructura pesa menos que el peso del volumen de suelo excavado para la construcción de la estructura, tendiendo generalmente a emerger la estructura.

IV.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS

En el caso que se deba construir estructuras pesadas sobre suelo muy compresible es necesario recurrir a las cimentaciones profundas, este tipo de cimentaciones tienen la función de transmitir la carga de la estructura a estratos profundos con mayor resistencia. Las cimentaciones profundas mas conocidas son las que a continuación se describen.

PILAS

Son elementos estructurales colados en sitio dentro de una excavación previamente realizada, pueden construirse con o sin refuerzo, con o sin ampliación de la base comúnmente llamada campana, y cuya función primordial es transmitir cargas de la estructura a estratos mas resistentes. En este tipo de cimentación se presentan ventajas y desventajas como las que se indican a continuación.

-Ventajas

- Se reduce el tiempo de construcción debido a que los trabajos de campo pueden iniciarse inmediatamente.
- Se puede perforar a través de gravas y pequeñas piedras que podrían causar desviaciones en su verticalidad en comparación a los pilotes.
- Una pila sustituye a varios pilotes y elimina la necesidad de dados.
- Se evita el ruido de los martinetes de incado utilizado en los pilotes, así como las vibraciones y desplazamientos sufridos por el suelo.

Desventajas

- Es indispensable una buena supervisión técnica durante el colado.
- La falla de una pila presenta consecuencias muy críticas.
- No todos los suelos presentan condiciones favorables para la construcción de pilas.
- Es necesario un estudio muy completo de exploración del suelo ya que de presentarse estratos o condiciones no previstas, se pueden presentar problemas constructivos que retrasarían la obra con el consecuente aumento de costo de la misma.

-Se pueden presentar desplazamientos del concreto fresco por colapso de las paredes o caldes.

Las pilas se componen de fuste y/o campana, el diámetro mínimo recomendado para el fuste es de 80 cm, y el diámetro máximo especificado para una campana es de tres veces el fuste. La campana no requiere armado cuando esta no es mayor de 1.5 veces el diámetro del fuste, en caso contrario es necesario que lleven armado en la parte inferior, con el fin de distribuir uniformemente los esfuerzos generados por la carga que transmite el subsuelo dicha pila. La campana forma un ángulo mínimo de 45° con la horizontal.

En el caso de que tenga armado una pila, deberá tenerse especial atención en que el concreto pueda fluir entre el refuerzo y llene toda la campana sin dejar huecos, esto se logra con el revenimiento adecuado.

PILOTES

Son elementos estructurales que se introducen en el terreno para transmitir la carga de la superestructura a un estrato de apoyo más resistente.

Su sección transversal es muy pequeña comparada con su longitud, su utilización es recomendable cuando se tiene muy baja capacidad de carga y cuando se tienen requisitos muy estrictos de asentamientos permisibles o cuando la estructura deba construirse en un sitio cubierto por agua.

Los pilotes pueden clasificarse atendiendo a los siguientes factores.

POR LOS MATERIALES EN SU FABRICACIÓN

-Madera - Cuya sección por lo general es circular, su utilización no es muy recomendable, debido a la poca durabilidad del material.

-Acero - Son de secciones tubulares o en "H", en estos pilotes se facilita el incendio debido a su poco peso y al efecto de cuchilla de sus paredes, sin embargo, necesitan de una película anticorrosiva.

-Concreto reforzado - Su sección es por lo general cuadrado o circular, con este material se garantiza una mayor durabilidad.

POR PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

-Prefabricados - Este tipo de pilotes presentan la ventaja de haber recibido al momento de la hincada una especie de carga dinámica que nos asegura una capacidad de carga mínima.

Presentan la desventaja de generar desplazamiento del suelo al momento del hincado, provocando alteraciones de este en sus propiedades mecánicas. Sus características estructurales pueden estar determinados por los esfuerzos producidos durante las condiciones de transporte, hincado e izado del mismo y no a los que recibe una vez colocado.

-Fabricados en el sitio - Requieren de una excavación previa y presentan algunas de las dificultades mencionadas para las pilas.

POR SU TIPO DE APOYO

-De punta - Cuando el pilote desarrolla resistencia por apoyo directo del extremo del pilote a un estrato resistente, transmitiendo de esta forma la carga a dicho apoyo. Este tipo de pilote presenta la desventaja de hacer que los edificios sobresalgan de la superficie del terreno cuando existen asentamientos alrededor de él, produciendo grandes daños a las construcciones vecinas, pavimentos e instalaciones enterradas, además de poderse presentar problemas de licuación de arenas y fricción negativa.

-Pilote de control - Son pilotes apoyados de punta, penetran libremente a través de la cimentación y reciben su carga en las cabezas por medio de mecanismos que la mantienen de una magnitud constante y controlan los hundimientos diferenciales en la subestructura. Requieren de un mantenimiento constante que suele ser caro.

-Pilote por fricción - Aquellos pilotes que transmiten la mayor parte de sus cargas a través de su superficie lateral a estratos de baja capacidad de carga, esto es por la adherencia o fricción con el suelo. Para este tipo de pilotes es recomendable que exista bajo la punta del pilote un estrato resistente.

RESPECTO A SU DIRECCIÓN

-Verticales - Utilizados para cargas verticales de compresión o tensión.

-Inclinados - Cuando existen cargas horizontales de consideración.

CILINDROS

Estos elementos son de sección circular de concreto reforzado de un diámetro considerable y huecos en el centro.

Su colocación se realiza por medio de una excavación hasta un estrato resistente, se puede colocar una cuchilla de acero en su parte inferior con lo que facilita su penetración en el terreno. Su uso es poco frecuente debido a su alto costo.

IV.3 CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga de una cimentación, es la máxima presión que puede transmitir una estructura al terreno de apoyo sin que ocurra falla en corte y no se produzcan asentamientos considerables que afecten a la estructura; en base a esto podemos identificar dos tipos de capacidad de carga.

1) **Capacidad de carga última** - Es la presión transmitida al suelo hasta que este falla.

2) **Capacidad de carga admisible** - Es la presión que se transmite al suelo sin que este falle, se obtiene al dividir la capacidad de carga última por un factor de seguridad.

Para el cálculo de capacidad de carga se utilizan en nuestro país las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de cimentaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, los cuales se basan en las teorías de capacidad de carga que se mencionan a continuación.

IV.3.1 SOLUCIÓN DE PRANDTL

En 1920 PRANDTL estudió el problema de la indentación de un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y rígido-plástico perfecto, por un elemento de longitud infinita, de base plana, considerando que el contacto entre el elemento y el medio era prácticamente liso, propuso el mecanismo de falla que se muestra en la siguiente figura:

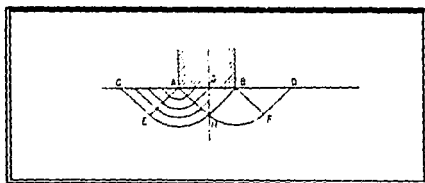


Figura IV.2 Solución de Prandtl

Su teoría trata de calcular la máxima presión que se le puede dar al elemento rígido sin que penetre en el medio semi-infinito; a este valor particular de la presión se le denomina "carga límite".

En base que los esfuerzos normales horizontales a lo largo de AC y BD, inducidos por la presión del elemento son de compresión, se deduce que para tener un estado de falla incipiente en la vecindad de dichas superficies se requerirá que el esfuerzo de compresión mencionado deberá tener un valor de $2c$. (Condición análoga a la que se tiene en una prueba de compresión simple, donde la resistencia es $q_u=2c$).

Considerando que la región ABH se incrusta como cuerpo rígido, Prandtl asoció con esto un mecanismo cinemático de falla incipiente.

La anterior solución es la base de todas las teorías de capacidad de carga que se han desarrollado en Mecánica de Suelos.

IV.3.2 TEORÍA DE TERZAGHI

La teoría cubre el caso más general de suelos con cohesión y fricción, es la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga, especialmente en el caso de cimentaciones superficiales.

Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola solo de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento se supone que sólo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga actuante en un plano horizontal que pase por la base del cimiento. Figura IV.3

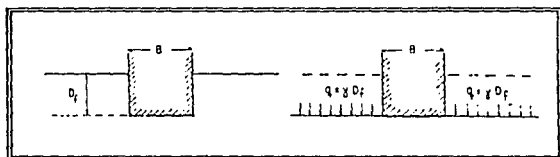


Figura IV.3 Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una sobrecarga debido a su peso

Terzaghi propuso el mecanismo de falla para un cimiento poco profundo, de longitud infinita normal al plano del papel, en la que el mecanismo de falla es el desplazamiento del suelo siguiendo la trayectoria marcada del segmento C-E y C-E', en donde la penetración del cimiento en el terreno sólo será posible si se vencen las fuerzas resistentes que se oponen a dicha penetración. Figura IV.4.

Después de desarrollos algebraicos, Terzaghi obtuvo la ecuación que permite calcular la capacidad última de un cimiento superficial para una falla general, es decir, aquella cuando se desarrollan superficies de falla hasta los puntos E y E'. Dicha ecuación es la siguiente:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Donde q_c es la capacidad de carga última del cimlento y N_c , N_q y N_γ dependen del valor de ϕ (ángulo de fricción interna del suelo) y se denominan FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA debidos a la cohesión, sobrecarga y peso del suelo respectivamente y que Terzaghi los presenta en forma gráfica como se observa en la gráfica 1.

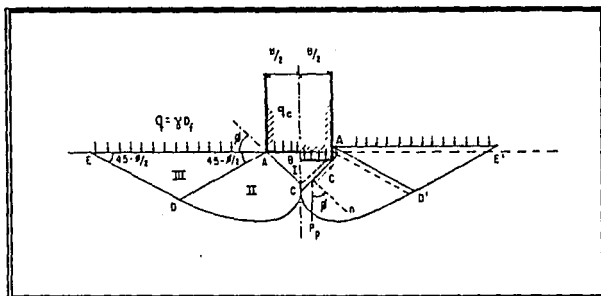
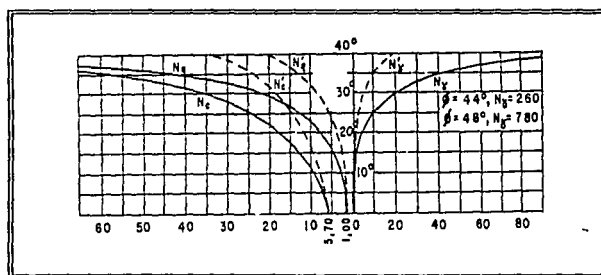


Figura IV.4 Mecanismo de falla de un cimlento continuo poco profundo



Gráfica 1 Factores de capacidad de carga para la aplicación de la teoría de Terzaghi.

Para una falla local, es decir cuando la superficie de falla no llega hasta los puntos E y E', se calculan los factores de capacidad de carga representados por N'_c , N'_q y N'_γ . Esto por lo general se da en materiales arenosos sueltos y arcillas.

Para la falla local Terzaghi afecta a c y ϕ por un factor de $2/3$, obteniendo la siguiente expresión.

$$q_c = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

Para zapatas cuadradas o circulares con carga vertical y sin excentricidad Terzaghi propone las siguientes ecuaciones:

Para Zapatas Cuadradas:

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

Para Zapatas Circulares:

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma$$

IV.3.3 TEORÍA DE SKEMPTON

Terzaghi en su teoría aplicada a suelos puramente cohesivos no toma en cuenta para fijar el valor de N_c la profundidad de desplante del cimiento en el estrato de apoyo D . Skempton encontró que el valor de N_c llega a ser constante a cierta profundidad de desplante. Fig. IV.5

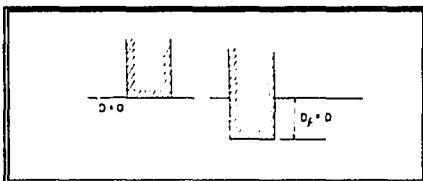


Figura IV.5 Influencia de la profundidad de desplante en el valor de N_c en suelos puramente cohesivos

Skempton propone adoptar una capacidad de carga en suelos puramente cohesivos con una expresión análoga a la de Terzaghi.

$$q_c = c N_c + \gamma D_f$$

N_c varía de acuerdo a la relación de la profundidad de entrada del cimiento en suelo resistente y el ancho del cimiento (D/B), el cual se puede obtener de la gráfica 2.

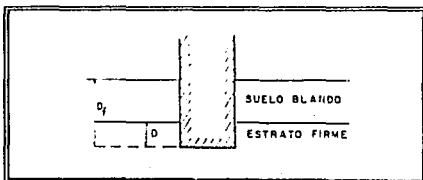
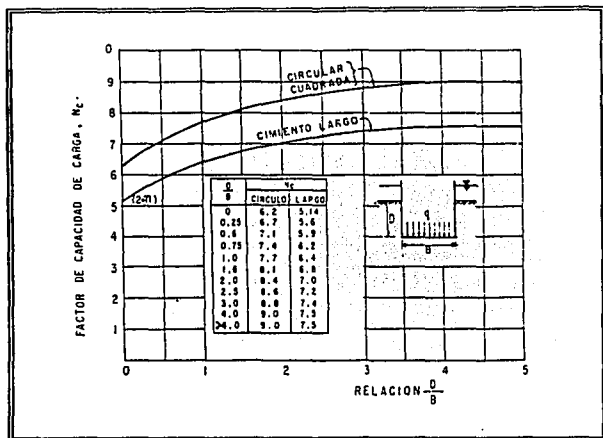


Figura IV.6 Distinción entre D y D_f para aplicar la teoría de Skempton

En caso de suelos heterogéneos estratificados y Df representa la presión vertical del suelo al nivel de desplante y deberá calcularse tomando en cuenta los diferentes espesores de estratos con sus respectivos pesos específicos.



Gráfica 2 Valores de N_c para aplicar la teoría de Skempton.

IV.3.4 TEORÍA DE MEYERHOF

En la teoría de Terzaghi no se toman en cuenta esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento; el suelo arriba del plano de apoyo del cimiento se toma en cuenta solamente como una sobrecarga perfectamente flexible pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual puedan desarrollarse resistencias al esfuerzo cortante.

La teoría de Meyerhof, para el caso de cimientos largos se supone que la superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento tiene la forma que se muestra en la figura IV.7.

La expresión a la que llega Meyerhof para cimientos largos es la siguiente:

$$q_c = c N_c + \gamma Df N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Los factores de capacidad de carga se obtienen de la gráfica 3, o en su caso los propuestos por Prandtl, que se calculan con las siguientes expresiones:

$$N_q = \phi^{\pi} \lg \phi \lg^2 (45 + \phi / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{Ctg } \phi$$

$$N_{\gamma} = (N_q - 1) \lg (1.4 \phi)$$

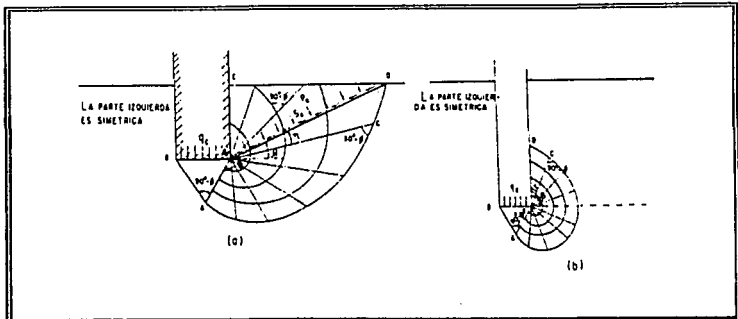


Figura IV.7 Mecanismo de falla propuesto por Meyerhof

CIMENTOS SUPERFICIALES CON CARGA EXCÉNTRICA

En el caso de que la carga sea excéntrica, actuando a una distancia "e" del eje longitudinal del cimiento, Meyerhof propone aplicar las fórmulas para cimientos con carga axial, modificando el ancho del elemento de cimentación al valor $B' = B - 2e$. Lo anterior equivale esencialmente a considerar la carga concentrada en un ancho menor que el real, y que una faja del cimiento de ancho $2e$ no contribuye a la capacidad de carga.

El ancho B' debe usarse en las ecuaciones donde interviene B .

CIMENTOS SUPERFICIALES QUE SOPORTAN CARGAS INCLINADAS

Este tipo de cimientos soportarán cargas inclinadas con un ángulo α con la vertical. Meyerhof propone estimar la componente vertical de la capacidad de carga con base en los siguientes factores de inclinación dados por lo siguiente:

$$i_c = i_q = (1 - \alpha / 90)^2$$

$$i_{\gamma} = (1 - \alpha / \phi)^2$$

Con los factores anteriores se multiplica a los factores de capacidad de carga para obtener la capacidad reducida del cimiento.

En general la componente vertical de la capacidad de carga de un cimiento superficial con cargas excéntricas e inclinadas puede escribirse como:

$$q_c = Q/B'L' = d_c i_c c N_c + d_q i_q \gamma D_f N_q + d_\gamma i_\gamma 0.5 \gamma B' N_\gamma$$

Donde:

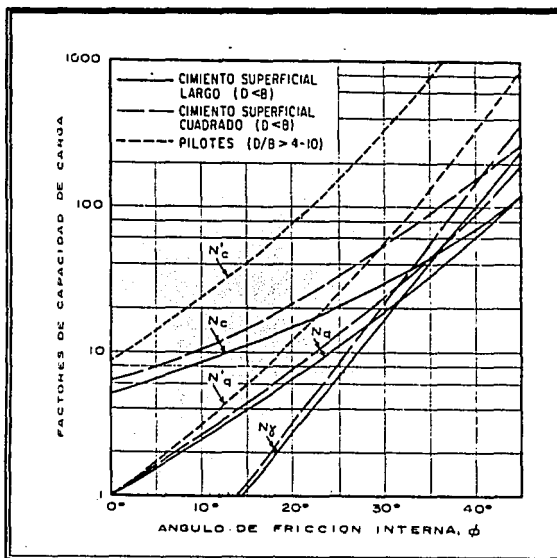
$$d_c = 1 + 0.2 (N\phi)^{0.5} D/B$$

$$d_q = d_\gamma = 1$$

para $\phi = 0$

$$d_c = d_\gamma = 1 + 0.1 (N\phi)^{0.5} D/B$$

para $\phi > 10^\circ$



Gráfica 3 Factores de capacidad de carga para aplicar la teoría de Meyerhof

CAPACIDAD DE CARGA PARA PILOTES O PILAS APOYADOS POR PUNTA

La capacidad de carga por punta de un pilote o pila aislado es expresada por Meyerhof por medio de la siguiente expresión:

$$q_c/A = c N'_c + \gamma D N'_q$$

Donde:

D= Profundidad a la que se encuentra el estrato resistente de apoyo.

C = Cohesión del estrato

N'_c y N'_q = Factores de capacidad de carga que se obtienen de la gráfica 3.

A = Área de la pila o pilote.

El pilote o pila, en condiciones óptimas deberá penetrar al estrato duro o resistente una profundidad D', la cual se puede estimar con la siguiente expresión.

$$D' = 4B \operatorname{tg} (45 + \phi/2)$$

Cuando el pilote no penetra en el estrato resistente el valor dado por la ecuación anterior, Meyerhof recomienda interpolar linealmente los factores de capacidad entre N'_c y N'_q de la gráfica de los factores de carga y los correspondientes a las cimentaciones superficiales que deben regir si D' = 0.

IV.4 ESTADOS DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO

La Mecánica de Suelos, hasta la fecha no ha sido capaz de realizar una solución completamente satisfactoria en lo que se refiere a la distribución de esfuerzos aplicados en la superficie de una masa de suelo. Las teorías que se aplican actualmente se basan en la Teoría de la Elasticidad.

En términos generales la presión que una estructura ejerce sobre una masa de suelo varía en un orden decreciente con la profundidad, de modo que es mínima (del orden del 10%) a una profundidad de aproximadamente dos veces al ancho mayor de la base de la edificación en cuestión.

Las teorías más usadas para determinar los esfuerzos en la masa del suelo son las siguientes:

IV.4.1 TEORÍA DE BOUSSINESQ

Las fórmulas de Boussinesq tienen su aplicación más frecuente en el cálculo de asentamientos de suelos sujetos a consolidación, en las que fórmulas basadas en hipótesis teóricas, como la elasticidad perfecta, no pueden aplicarse por distar en mucho de la realidad del comportamiento de los suelos en general.

Los diferentes casos de cargas que se presentan son los siguientes.

IV.4.1.1 CARGA CONCENTRADA

La figura que a continuación se muestra, representa los esfuerzos provocados en un punto de una masa de suelo por una carga concentrada actuante "P" según la vertical, teniendo coordenadas (X Y Z), r es la distancia radial de A' al origen O, y Ψ es el ángulo entre el vector de posición (R) de A y el eje Z, tal y como se muestra en la figura IV.8.

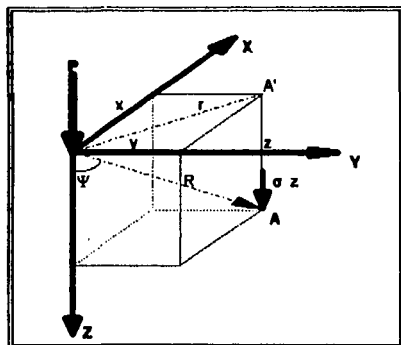


Figura IV.8 Esquema de una carga concentrada

El incremento de esfuerzo vertical $\Delta\sigma_z$ a una profundidad z y a una distancia horizontal r del punto de aplicación de la carga P se calcula mediante la expresión siguiente:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3 P z^3}{2\pi (r^2 + z^2)^{5/2}} = \frac{3P}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{5/2}$$

Existe también un método para calcular el esfuerzo vertical $\Delta\sigma_z$ por medio del valor P_o que se obtienen de gráficas en función de la relación r/z , para sustituirlo en la siguiente ecuación.

$$\sigma_z = \frac{P \cdot P_o}{z^2}$$

El valor de P_o se obtiene de la tabla 1.

IV.4.1.2 CARGA LINEAL DE LONGITUD FINITA

Para el caso de una carga lineal finita uniformemente distribuida a lo largo de Y, y de p unidades de carga por unidad de longitud, como el mostrado en la figura IV.9.

IV.4.1.1 CARGA CONCENTRADA

La figura que a continuación se muestra, representa los esfuerzos provocados en un punto de una masa de suelo por una carga concentrada actuante "P" según la vertical, teniendo coordenadas (X Y Z), r es la distancia radial de A' al origen O, y Ψ es el ángulo entre el vector de posición (R) de A y el eje Z, tal y como se muestra en la figura IV.8.

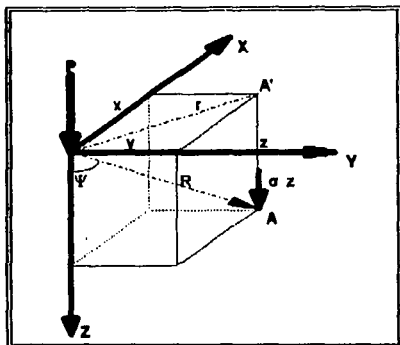


Figura IV.8 Esquema de una carga concentrada

El incremento de esfuerzo vertical $\Delta\sigma_z$ a una profundidad z y a una distancia horizontal r del punto de aplicación de la carga P se calcula mediante la expresión siguiente:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3 P z^3}{2\pi (r^2 + z^2)^{5/2}} = \frac{3P}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{5/2}$$

Existe también un método para calcular el esfuerzo vertical $\Delta\sigma_z$ por medio del valor P_o que se obtienen de gráficas en función de la relación r/z , para sustituirlo en la siguiente ecuación.

$$\sigma_z = \frac{P P_o}{z^2}$$

El valor de P_o se obtiene de la tabla 1.

IV.4.1.2 CARGA LINEAL DE LONGITUD FINITA

Para el caso de una carga lineal finita uniformemente distribuida a lo largo de Y, y de p unidades de carga por unidad de longitud, como el mostrado en la figura IV.9.

Valores de influencia para el caso de carga concentrada

Solución de Bousinesq

$$\sigma_x = \frac{P}{z^3} \cdot P_o$$

| r/z | P _o | r/z | P _o | r/z | P _o | r/z | P _o |
|------------|----------------|------------|----------------|---------------|----------------|---------------|----------------|
| 0.00 | - 0.4775 | 0.40 | - 0.2294 | 0.80 | - 0.1386 | 1.20 | - 0.0513 |
| 1 - 0.4771 | 1 - 0.1738 | 1 - 0.1353 | 1 - 0.0501 | 2 - 0.4770 | 2 - 0.1310 | 2 - 0.0489 | 2 - 0.0489 |
| 2 - 0.4764 | 3 - 0.2174 | 3 - 0.1288 | 3 - 0.0477 | 3 - 0.4756 | 4 - 0.1257 | 4 - 0.0466 | 4 - 0.0466 |
| 4 - 0.4745 | 5 - 0.3011 | 5 - 0.1226 | 5 - 0.0454 | 5 - 0.4732 | 6 - 0.2955 | 6 - 0.1196 | 6 - 0.0443 |
| 6 - 0.4717 | 7 - 0.2299 | 7 - 0.1186 | 7 - 0.0433 | 7 - 0.4699 | 8 - 0.2843 | 8 - 0.1138 | 8 - 0.0422 |
| 8 - 0.4679 | 9 - 0.2785 | 9 - 0.1110 | 9 - 0.0412 | 9 - 0.4657 | 0.50 - 0.2733 | 0.50 - 0.1083 | 1.30 - 0.0402 |
| 1 - 0.4633 | 1 - 0.2679 | 1 - 0.1057 | 1 - 0.0393 | 2 - 0.4607 | 2 - 0.2625 | 2 - 0.1031 | 2 - 0.0384 |
| 3 - 0.4579 | 3 - 0.2571 | 3 - 0.1005 | 3 - 0.0374 | 4 - 0.4548 | 4 - 0.2518 | 4 - 0.0981 | 4 - 0.0365 |
| 5 - 0.4516 | 5 - 0.2486 | 5 - 0.0956 | 5 - 0.0357 | 6 - 0.4482 | 6 - 0.2414 | 6 - 0.0933 | 6 - 0.0348 |
| 7 - 0.4446 | 7 - 0.2363 | 7 - 0.0910 | 7 - 0.0340 | 8 - 0.4409 | 8 - 0.2313 | 8 - 0.0887 | 8 - 0.0332 |
| 9 - 0.4370 | 9 - 0.2263 | 9 - 0.0865 | 9 - 0.0324 | 0.20 - 0.4339 | 0.60 - 0.2214 | 1.00 - 0.0844 | 1.40 - 0.0317 |
| 1 - 0.4286 | 1 - 0.2185 | 1 - 0.0823 | 1 - 0.0309 | 2 - 0.4242 | 2 - 0.2117 | 2 - 0.0803 | 2 - 0.0302 |
| 3 - 0.4197 | 3 - 0.2070 | 3 - 0.0783 | 3 - 0.0295 | 4 - 0.4151 | 4 - 0.2024 | 4 - 0.0764 | 4 - 0.0288 |
| 5 - 0.4103 | 5 - 0.1978 | 5 - 0.0744 | 5 - 0.0282 | 6 - 0.4054 | 6 - 0.1934 | 6 - 0.0727 | 6 - 0.0275 |
| 7 - 0.4034 | 7 - 0.1889 | 7 - 0.0709 | 7 - 0.0269 | 8 - 0.3954 | 8 - 0.1846 | 8 - 0.0691 | 8 - 0.0261 |
| 9 - 0.3902 | 9 - 0.1804 | 9 - 0.0674 | 9 - 0.0257 | 0.30 - 0.3849 | 0.70 - 0.1762 | 1.10 - 0.0658 | 1.50 - 0.0251 |
| 1 - 0.3796 | 1 - 0.1721 | 1 - 0.0641 | 1 - 0.0245 | 2 - 0.3742 | 2 - 0.1681 | 2 - 0.0626 | 2 - 0.0240 |
| 3 - 0.3687 | 3 - 0.1641 | 3 - 0.0610 | 3 - 0.0234 | 4 - 0.3639 | 4 - 0.1603 | 4 - 0.0599 | 4 - 0.0229 |
| 5 - 0.3577 | 5 - 0.1565 | 5 - 0.0581 | 5 - 0.0224 | 6 - 0.3521 | 6 - 0.1527 | 6 - 0.0567 | 6 - 0.0219 |
| 7 - 0.3465 | 7 - 0.1491 | 7 - 0.0553 | 7 - 0.0214 | 8 - 0.3408 | 8 - 0.1455 | 8 - 0.0539 | 8 - 0.0209 |
| 9 - 0.3351 | 9 - 0.1420 | 9 - 0.0526 | 9 - 0.0204 | | | | |

Tabla 1 Valores de Po para el cálculo de esfuerzos bajo una carga concentrada

| r/z | P _o | r/z | P _o | r/z | P _o | r/z | P _o |
|------------|----------------|------------|----------------|---------------|----------------|---------------|----------------|
| 1.60 | - 0.0200 | 2.10 | - 0.0070 | 2.60 | - 0.0029 | 3.10 | - 0.0013 |
| 1 - 0.0195 | 1 - 0.0069 | 1 - 0.0024 | 1 - 0.0008 | 2 - 0.0191 | 2 - 0.0068 | 2 - 0.0023 | 2 - 0.0013 |
| 3 - 0.0186 | 3 - 0.0067 | 3 - 0.0022 | 3 - 0.0007 | 4 - 0.0183 | 4 - 0.0065 | 4 - 0.0021 | 4 - 0.0012 |
| 5 - 0.0179 | 5 - 0.0064 | 5 - 0.0020 | 5 - 0.0012 | 6 - 0.0173 | 6 - 0.0063 | 6 - 0.0019 | 6 - 0.0012 |
| 7 - 0.0171 | 7 - 0.0062 | 7 - 0.0019 | 7 - 0.0012 | 8 - 0.0167 | 8 - 0.0060 | 8 - 0.0018 | 8 - 0.0017 |
| 9 - 0.0163 | 9 - 0.0059 | 9 - 0.0018 | 9 - 0.0011 | 1.70 - 0.0160 | 2.20 - 0.0058 | 2.70 - 0.0024 | 3.20 - 0.0011 |
| 1 - 0.0157 | 1 - 0.0057 | 1 - 0.0023 | 1 - 0.0011 | 2 - 0.0153 | 2 - 0.0056 | 2 - 0.0023 | 2 - 0.0011 |
| 3 - 0.0150 | 3 - 0.0055 | 3 - 0.0023 | 3 - 0.0011 | 4 - 0.0147 | 4 - 0.0054 | 4 - 0.0021 | 4 - 0.0011 |
| 5 - 0.0144 | 5 - 0.0053 | 5 - 0.0022 | 5 - 0.0011 | 6 - 0.0141 | 6 - 0.0052 | 6 - 0.0022 | 6 - 0.0010 |
| 7 - 0.0138 | 7 - 0.0051 | 7 - 0.0022 | 7 - 0.0010 | 8 - 0.0135 | 8 - 0.0050 | 8 - 0.0021 | 8 - 0.0010 |
| 9 - 0.0132 | 9 - 0.0049 | 9 - 0.0021 | 9 - 0.0010 | 1.80 - 0.0129 | 2.30 - 0.0048 | 2.80 - 0.0021 | 3.30 - 0.0010 |
| 1 - 0.0126 | 1 - 0.0047 | 1 - 0.0020 | 1 - 0.0009 | 2 - 0.0124 | 2 - 0.0047 | 2 - 0.0020 | 2 - 0.0009 |
| 3 - 0.0121 | 3 - 0.0046 | 3 - 0.0020 | 3 - 0.0009 | 4 - 0.0119 | 4 - 0.0045 | 4 - 0.0019 | 4 - 0.0009 |
| 5 - 0.0116 | 5 - 0.0044 | 5 - 0.0019 | 5 - 0.0009 | 6 - 0.0114 | 6 - 0.0043 | 6 - 0.0019 | 6 - 0.0009 |
| 7 - 0.0112 | 7 - 0.0043 | 7 - 0.0019 | 7 - 0.0009 | 8 - 0.0109 | 8 - 0.0042 | 8 - 0.0018 | 8 - 0.0008 |
| 9 - 0.0107 | 9 - 0.0041 | 9 - 0.0019 | 9 - 0.0009 | 1.90 - 0.0105 | 2.40 - 0.0040 | 2.90 - 0.0018 | 3.40 - 0.0009 |
| 1 - 0.0101 | 1 - 0.0039 | 1 - 0.0017 | 1 - 0.0008 | 2 - 0.0101 | 2 - 0.0039 | 2 - 0.0017 | 2 - 0.0008 |
| 3 - 0.0099 | 3 - 0.0038 | 3 - 0.0017 | 3 - 0.0008 | 4 - 0.0097 | 4 - 0.0038 | 4 - 0.0017 | 4 - 0.0008 |
| 5 - 0.0095 | 5 - 0.0037 | 5 - 0.0016 | 5 - 0.0008 | 6 - 0.0093 | 6 - 0.0036 | 6 - 0.0016 | 6 - 0.0008 |
| 7 - 0.0091 | 7 - 0.0036 | 7 - 0.0016 | 7 - 0.0008 | 8 - 0.0089 | 8 - 0.0035 | 8 - 0.0016 | 8 - 0.0008 |
| 9 - 0.0087 | 9 - 0.0034 | 9 - 0.0015 | 9 - 0.0008 | 2.00 - 0.0085 | 2.50 - 0.0034 | 3.00 - 0.0015 | 3.50 - 0.0007 |
| 1 - 0.0084 | 1 - 0.0033 | 1 - 0.0015 | 1 - 0.0007 | 2 - 0.0084 | 2 - 0.0033 | 2 - 0.0015 | 2 - 0.0007 |
| 3 - 0.0081 | 3 - 0.0032 | 3 - 0.0014 | 3 - 0.0007 | 4 - 0.0079 | 4 - 0.0032 | 4 - 0.0014 | 4 - 0.0006 |
| 5 - 0.0079 | 5 - 0.0031 | 5 - 0.0014 | 5 - 0.0006 | 6 - 0.0076 | 6 - 0.0031 | 6 - 0.0014 | 6 - 0.0006 |
| 7 - 0.0075 | 7 - 0.0030 | 7 - 0.0014 | 7 - 0.0006 | 8 - 0.0073 | 8 - 0.0029 | 8 - 0.0013 | 8 - 0.0005 |
| 9 - 0.0072 | 9 - 0.0029 | 9 - 0.0013 | 9 - 0.0005 | | | | |

| r/z | P _o | r/z | P _o | r/z | P _o | r/z | P _o |
|------|----------------|------|----------------|------|----------------|------|----------------|
| 3.91 | - 0.0004 | 4.13 | - 0.0003 | 4.44 | - 0.0002 | 4.91 | - 0.0001 |
| 4.12 | - 0.0004 | 4.43 | - 0.0002 | 4.90 | - 0.0002 | 6.15 | - 0.0001 |

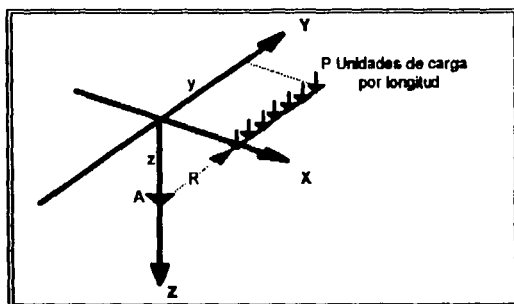


Figura IV.9 Esquema de una carga lineal de longitud finita

El esfuerzo normal se calcula con la expresión siguiente, tomando como parámetros las relaciones de m y n.

$$\sigma_z = \frac{P n}{z 2\pi (m^2+1) (m^2+n^2+1)^{1/2}} \left[\frac{1}{m^2+n^2+1} + \frac{2}{m^2+1} \right]$$

Donde:

$$m=x/z \quad y \quad n=y/z$$

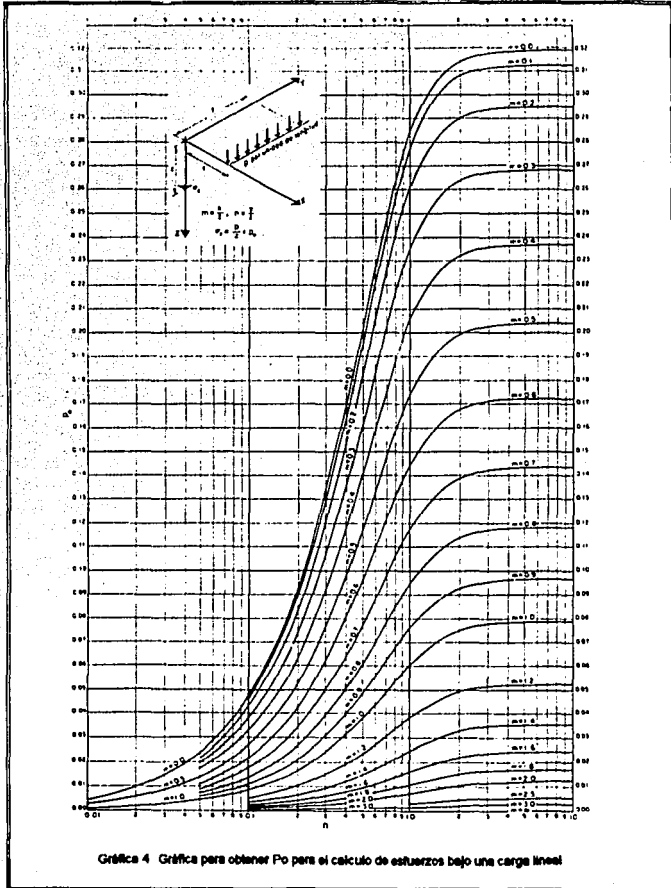
Para simplificar la ecuación anterior Fadum tabuló P_0 para diferentes valores de m y n, los cuales se obtienen de la gráfica 4 y se aplican en la ecuación siguiente:

$$\sigma_z = P P_0 / z$$

IV.4.1.3 CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA EN UNA SUPERFICIE RECTANGULAR

Para calcular el esfuerzo σ_z , bajo la esquina de una superficie rectangular con carga uniformemente repartida a una profundidad z, (figura IV.10) se emplea la siguiente ecuación:

$$\sigma_z = \frac{w}{4\pi} \left(\frac{2mn(m^2+n^2+1)^{1/2}}{(m^2+n^2+1) + m^2n^2(m^2+n^2+1)} \frac{m^2+n^2+2}{(m^2+n^2+1) - m^2n^2} + \text{ang tan} \frac{2mn (m^2+n^2+1)^{1/2}}{(m^2+n^2+1) - m^2n^2} \right)$$



Si el segundo miembro de la ecuación se le denomina w_0 , su valor se puede tabular en función de m y n para encontrar el valor del esfuerzo σ_z .

Con la gráfica de Fadum (Gráfica 5) se encuentra el valor de w_0 correspondiente a cada profundidad z .

El valor obtenido se aplica en la siguiente ecuación.

$$\sigma_z = W \cdot w_0$$

Sin embargo no debe de olvidarse que el sistema de coordenadas base que dio origen a esta gráfica es tal que el origen del área rectangular uniformemente cargada debe coincidir en una de sus esquinas. Si se quieren saber esfuerzos bajo otro punto, debe de procederse haciendo las sustracciones o adiciones convenientes al área cargada.

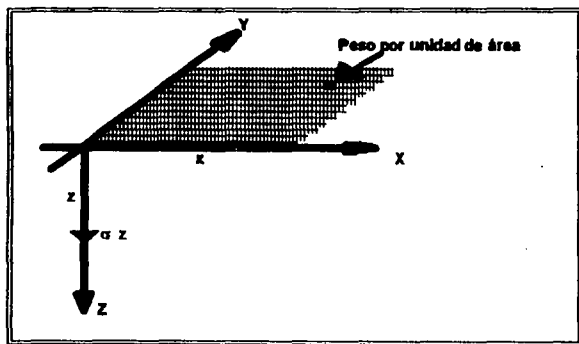
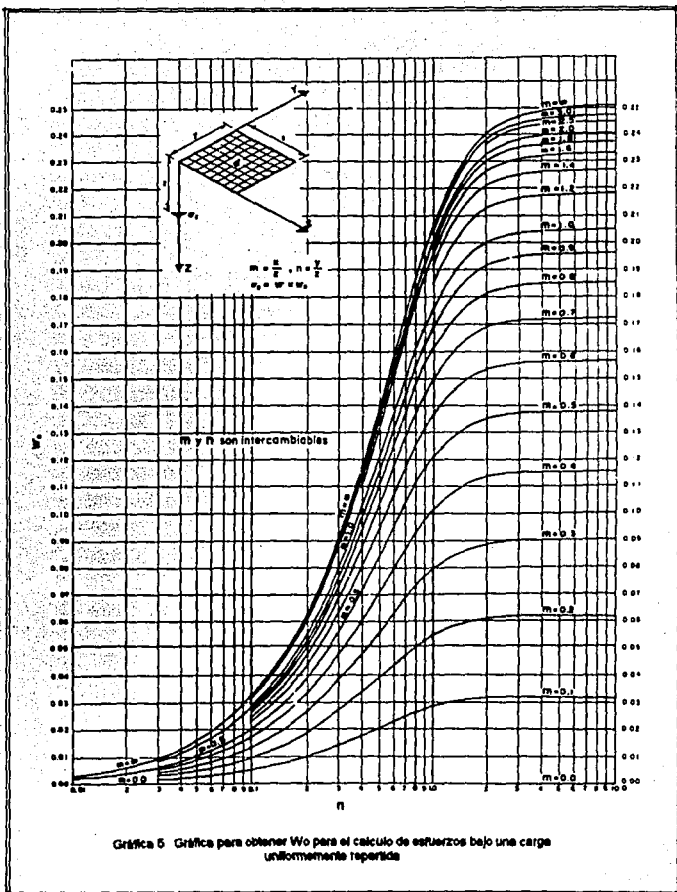


Figure IV.10 Carga uniformemente repartida en una superficie rectangular

IV.4.2 ASENTAMIENTOS POR EL MÉTODO ELÁSTICO

Estos métodos tienen una aplicación muy limitada en la práctica de la Mecánica de Suelos. Una de sus aplicaciones es la de calcular los asentamientos instantáneos que ocurren al actuar una carga en un suelo que pudiera considerarse homogéneo, elástico e isótropo. Esto con el fin de aplicar la teoría de la elasticidad, aunque sabemos que los suelos son no homogéneos y anisótropos.

Algunas de las aplicaciones bajo diferentes tipos de cargas y geometrías que existen se mencionan en los siguientes apartados.



Gráfica 5 Gráfica para obtener W_0 para el cálculo de esfuerzos bajo una carga uniformemente repartida

IV.4.2.1 ASENTAMIENTO ELÁSTICO BAJO UNA CARGA CONCENTRADA

Si se tiene una carga vertical concentrada actuando en la frontera de un medio elástico semi-infinito, se ha calculado en forma aproximada una teoría que supone la deformación vertical, considerando que el efecto de los esfuerzos restantes es despreciable, en base a lo anterior Boussinesq obtuvo la ecuación para estimar dicho asentamiento.

$$\rho = \frac{P (1 + \mu) (3 - 2\mu)}{2 \pi E z}$$

Donde:

μ =Relación de Poisson

E=Módulo de elasticidad del suelo

z=Profundidad

IV.4.2.2 ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS BAJO CARGAS DISTRIBUIDAS EN SUPERFICIES CIRCULARES

Se considera una superficie circular uniformemente cargada (flexible), en la frontera superior de un medio semi-infinito, elástico, homogéneo e isótropo.

La ecuación para calcular asentamientos elásticos bajo cargas distribuidas en superficies circulares, bajo cualquier punto de la placa de diámetro D, la deformación vertical bajo el centro del área cargada está dada por la siguiente ecuación:

$$\delta_{pp} = 0.25 \times D \rho m (1 - \mu^2) / E$$

Donde:

$2R = D$

$\rho m = P / \pi R^2$

E=Módulo de elasticidad del suelo

μ =Relación de Poisson

IV.4.2.3 CARGAS DISTRIBUIDAS EN SUPERFICIES RECTANGULARES

Para superficies cuadradas rectangulares flexibles, Steinbrenner resolvió el problema de cálculo de asentamientos bajo una esquina del rectángulo cargado. El asentamiento elástico entre la superficie y la profundidad z está dado por:

$$\rho_z = p B [(1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2] / E = p B F_{\mu} / E$$

Donde:

F1 y F2 son funciones de z/B y L/B
z=Profundidad en el suelo
B=Ancho del cemento
L=Longitud del cemento
E=Módulo de elasticidad del suelo
 μ =Módulo de Poisson

En la gráfica 6 se encuentran los valores de F1 y F2, y en la gráfica 7 se encuentra el valor de $F\mu$, para el caso particular de $\mu=1/3$.

Si el suelo es homogéneo en toda la masa, el asentamiento elástico total podrá obtenerse con las fórmulas anteriores, haciendo z igual a infinito.

Si existe una estratificación con cotas z_1 , z_2 etc. y módulos de elasticidad E1, E2 etc. se podrá hallar el asentamiento total por suma de los parciales de cada capa.

Se puede generalizar la expresión anterior de tal manera que la ecuación se reduzca a lo siguiente.

$$\delta = [(1 - \mu^2) p B I_f] / E$$

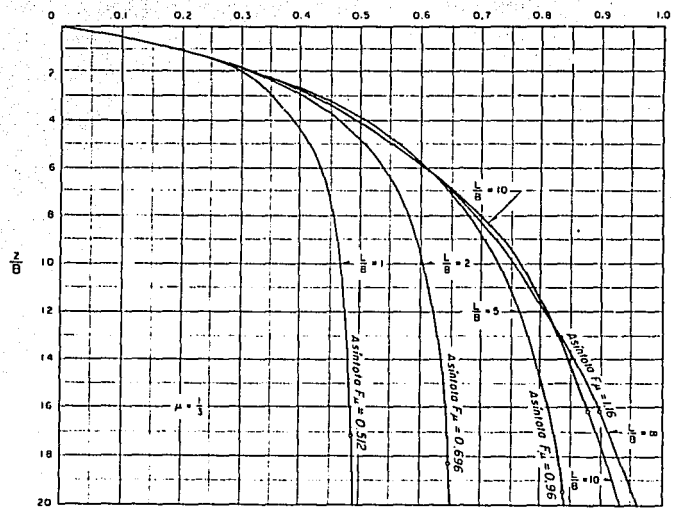
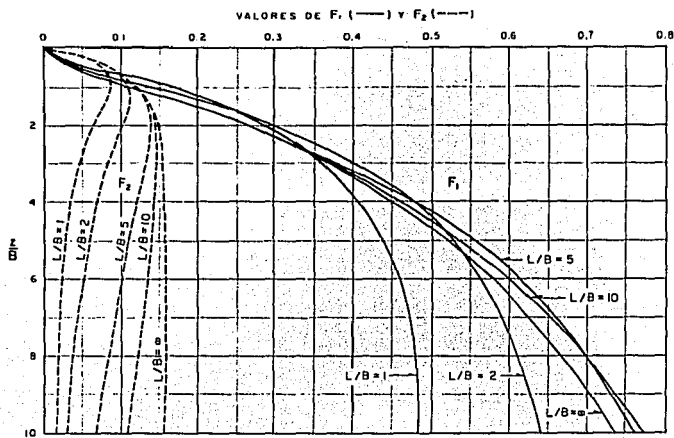
Donde:

B=Ancho del elemento transmisor de carga.
E=Módulo de Elasticidad del suelo en cuestión.
 I_f =Factor de influencia.
 μ =Módulo de Poisson.
p=Carga aplicada.

En tabla 2 se encuentran los valores del Factor de Influencia.

| FORMA DEL AREA UNIFORMEMENTE CARGADA | VALOR DE INFLUENCIA | | |
|-----------------------------------------|---------------------|---------|-------|
| | CENTRO | ESQUINA | MEDIO |
| CUADRADA | 1.12 | 0.56 | 0.95 |
| RECTANGULAR | | | |
| L/B=2.0 | 1.52 | 0.76 | 1.30 |
| L/B=5.0 | 2.10 | 1.05 | 1.83 |
| L/B=10.0 | 2.54 | 1.27 | 2.20 |
| CIRCULAR | 1.00 | 0.64 | 0.85 |

Tabla 2 Valores de influencia I_f según Sowers



GRÁFICAS PARA EL CÁLCULO DE F_1 , F_2 Y F_μ ($\mu = 1/3$),
EN LAS FÓRMULAS DE STEINHÖBNER.

IV.5 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límites de falla consistirá en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando a la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

Para la revisión de los estados límite de servicio se debe verificar que la relación asentamiento-claro que marcan las Normas Técnicas Complementarias se cumplan de acuerdo con la tabla 3.

IV.5.1 ACCIONES DE DISEÑO

De acuerdo al art. 188 del Reglamento se debe considerar lo siguiente:

-Primera combinación

Acciones permanentes más acciones variables, Inc. carga viva, se revisará los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para cálculo de asentamientos. Para los estados límite de falla se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

-Segunda combinación

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales, se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

En el caso de cimentaciones profundas en las zonas II y III se incluirá entre las acciones la fricción negativa que puede desarrollarse sobre el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno.

IV.5.2 FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

Para estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas de suelo desizantes bajo acción sísmica.

Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga serán los siguientes para todos los estados límite de falla.

0.35 Para la capacidad de carga en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.

**LIMITES MAXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES
ORIGINADOS EN LA CIMENTACION ***

a) *Movimientos verticales (hundimiento o ensordecimiento)*

| Concepto | | Limite |
|-----------------------------------|----------------------------|------------------------|
| Valor medio en el predio | Construcciones aisladas | 30 cm** |
| | Asentamiento | |
| Velocidad del componente diferido | Construcciones colindantes | 15 cm |
| | Enersión | 30 cm** 1 cm/semana |

b) *Inclinación media*

| Tipo de dato | Limite | Observaciones |
|--------------------------------------|-----------------------------|-------------------------------------|
| Inclinación visible | $100/(100 + 3h)$ por ciento | h = altura de la construcción, en m |
| Mal funcionamiento de grúas viajeras | 0.3 por ciento | En dirección longitudinal |

c) *Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus varones*

| Tipo de estructura | Variable que se limita | Limite |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Marcos de acero | Relación entre el asentamiento diferencial y el claro | 0.006 |
| Marcos de concreto | Relación entre el asentamiento diferencial y el claro | 0.004 |
| Muros de carga de ladrillo recocido o bloque de cemento | Relación entre el asentamiento diferencial y el claro | 0.002 |
| Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc. | Relación entre el asentamiento diferencial y el claro | 0.001 |
| Pavimentos móviles o muros con acabados poro-sintéticos, como mampostería con juntas veras | Relación entre el asentamiento diferencial y el claro | Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se ensayen en dispositivos de los muros -0.004 |
| Tuberías de concreto con juntas | Cambios de pendiente en las juntas | 0.015 |

- * Comprende la suma de movimientos debido a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el artículo 224 del Reglamento.
- ** En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

Tabla 3 LIMITES MAXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS POR LA CIMENTACION

**LIMITES MAXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES
ORIGINADOS EN LA CIMENTACION ***

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)

| Concepto | | Limite | |
|-----------------------------------|--|----------------------------|-------------|
| Valor medio en el predio | | Construcciones aladas | 30 cm** |
| | | Asentamiento | 15 cm |
| | | Emersión | 30 cm** |
| Velocidad del componente diferido | | Construcciones colindantes | 1 cm/semana |

b) Inclinación media

| Tipo de obra | Limite | Observaciones |
|--------------------------------------|---------------------------|-------------------------------------|
| Inclinación visible | 100/(10C + 3h) por ciento | h = altura de la construcción, en m |
| Mal funcionamiento de grúas viajeras | 0.3 por ciento | En dirección longitudinal |

c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus varinas

| Tipo de estructura | Variable que se limita | Limite |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Marcos de acero | Relación entre el asentamiento diferencial y el claro | 0.006 |
| Marcos de concreto | Relación entre el asentamiento diferencial y el claro | 0.004 |
| Muros de cajas de ladrillo recocido o bloque de cemento | Relación entre el asentamiento diferencial y el claro | 0.002 |
| Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc. | Relación entre el asentamiento diferencial y el claro | 0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren protegidos de los muros |
| Paneles móviles a muros con acabados para expósitos, como impermeabilización con juntas veras | Relación entre el asentamiento diferencial y el claro | 0.004 |
| Tuberías de concreto con juntas | Cambios de pendiente en las juntas | 0.015 |

* Comprende la suma de movimientos debido a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el artículo 224 del Reglamento.

** En construcciones aladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

Tabla 3. LIMITES MAXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS POR LA CIMENTACION

0.70 (1 - S/2) Donde S es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote, para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluya las sollicitaciones sísmicas.

0.70 Para otros casos

IV.5.3 VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE CIMENTACIONES SOMERAS

Este tipo de cimentación se refiere a zapatas y losas de cimentación, este tipo de cimentaciones se describieron ya en el apartado IV.1 de este capítulo.

Como se indicó en el apartado IV.5 la verificación de la seguridad de cimentaciones consiste en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño.

IV.5.3.1 ESTADOS LIMITE DE FALLA

Para cimentaciones someras apoyadas en suelos casi homogéneos debe cumplirse lo siguiente:

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos

$$\Sigma Q F_c / A < c_u N_c F_R + p_v$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes

$$\Sigma Q F_c / A < (p'v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2) F_R + p_v$$

Donde:

$\Sigma Q F_c$ =Suma de las acciones verticales (inc.factor de carga)

A=Área del cimiento (m^2)

p_v =Presión vertical total del suelo a la profundidad de desplante (Ton / m^2)

$p'v$ =Presión efectiva total a la profundidad de desplante (Ton / m^2)

γ =Peso volumétrico del suelo (Ton / m^3)

c_u =Cohesión aparente con prueba UU (Ton / m^2)

B=Ancho de la cimentación

F_R =Factor de resistencia especificado en IV.5.2

N_q =Coeficiente de capacidad de carga

N_γ =Coeficiente de capacidad de carga

N_c =Coeficiente de capacidad de carga

Los factores de capacidad de carga se estiman con las siguientes expresiones.

$$N_c = 5.14(1 + 0.25D_f / B + 0.25 B/L)$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Para N_c debe cumplirse que:

$$D_f/B < 2 \text{ y } B/L < 1$$

En caso de no cumplirse se tomarán 2 y 1 respectivamente.

- El coeficiente N_q se multiplicará por $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares.
- El coeficiente N_q se multiplicará por $1 + \tan \phi$ para zapatas circulares o cuadradas.
- El coeficiente N_γ se multiplicará por $1 - 0.4 (B/L)$ para cimientos rectangulares.
- El coeficiente N_γ se multiplicará por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

IV.5.3.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Los asentamientos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad. Cuando el subsuelo este constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \Sigma [\Delta e / (1 + e_0)] \Delta z$$

Donde:

ΔH =Asentamiento de un estrato de espesor H

Δe =Variación de la relación de vacíos bajo un incremento de carga P en una profundidad z

Δz =Espesores de estratos elementales donde se consideran esfuerzos uniformes.

IV.5.4 CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA O PILAS

Los pilotes de punta y pilas son los que transmiten la mayor parte de la carga a estratos resistentes, se le llaman pilas a los elementos de más de 80 cm. de diámetro, y pilotes a los elementos cuyo diámetro es menor de 80 cm.

IV.5.4.1 ESTADOS LIMTES DE FALLA

Se verificará la desigualdad que nos marca las Normas Técnicas conforme a la expresión abejo mencionada, donde R es la suma de las capacidades de carga individuales o de grupos o la global del conjunto de pilotes, cual sea menor.

$$\Sigma Q F_c < R$$

Donde:

ΣQ = Suma de acciones verticales a las que se encuentra sujeta la estructura, ya sea en condiciones dinámicas o estáticas, así como el peso propio de las pilas.

F_c = Factor de carga que multiplica a las acciones verticales y es igual a 1.50 para condiciones estáticas y de 1.1 para condiciones dinámicas.

R = Capacidad de carga del suelo de apoyo, el cual será igual al menor de los siguientes valores:

- Capacidad de carga individual de las pilas
- Capacidad de carga de diversos grupos de pilas
- Capacidad de carga del total de las pilas

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas se calcula con las expresiones siguientes en función del tipo de suelo:

Para suelos cohesivos

$$C_p = (c_u N'_c FR + p_v) A_p$$

Para suelos friccionantes

$$C_p = (p'_v N'_q FR + p_v) A_p$$

Donde:

C_p =Capacidad por punta

A_p =Área transversal de la pila o pilote (m^2)

p_v =Presión vertical total del suelo a nivel de desplante

p'_v =Presión vertical efectiva a nivel de desplante

c_u =Cohesión del suelo en prueba UU (ton / m^2)

N'_c =Factor de capacidad de carga definido en la siguiente tabla

| ϕ | 0° | 5° | 10° |
|--------|------|------|-------|
| N'_c | 7.00 | 9.00 | 13.00 |

$N'q$ =Factor de capacidad de carga definida en la siguiente expresión

$$N'q = N_{\min} + L_e (N_{\max} - N_{\min}) / [4B \tan(45 + \phi / 2)]$$

Cuando $L_e / B < 4 \tan(45 + \phi / 2)$

$$N'q = N_{\max}$$

Cuando $L_e / B > 4 \tan(45 + \phi / 2)$

Donde:

L_e =Longitud del pilote o pila empotrado en el estrato resistente

B =Diámetro de los pilotes

ϕ =Ángulo de fricción interna el suelo

FR =Factor de resistencia=0.35

Los coeficientes de capacidad de carga denominados N_{\max} y N_{\min} se aplican teniendo en cuenta los siguientes criterios:

a) N_{\min} se aplica cuando el pilote o la pila se apoya solamente por punta en un estrato resistente.

b) N_{\max} se aplica cuando el pilote o pila ha penetrado en un estrato resistente una longitud de empotramiento óptima, que se estima con la expresión siguiente:

$$L_e = 4B \tan(45 + \phi / 2)$$

c) Cuando el elemento de soporte (pilas o pilotes) penetra en el estrato resistente pero no lo hace hasta la profundidad de empotramiento óptima entonces el valor para el coeficiente de capacidad de carga no podrá ser N_{\min} ni N_{\max} si no una relación entre ambas y que se estima con la ecuación para $N'q'$ tomando en cuenta los criterios anteriores.

Los valores de N_{\max} y N_{\min} se obtienen de la siguiente tabla:

| ϕ | 20° | 25° | 30° | 35° | 40° |
|--------------|------|------|------|-------|-------|
| N_{\max} . | 12.5 | 26.0 | 55.0 | 132.0 | 350.0 |
| N_{\min} . | 7.0 | 11.5 | 20.0 | 39.0 | 78.0 |

Si las pilas o pilotes son mayores de 50 cm de diámetro se corregirá la capacidad de carga con el factor de reducción de escala, dada por la ecuación siguiente:

$$Fr = [(B + 0.5) / 2B]^n$$

Donde:

B=Diámetro o ancho de pilas

n=1 para suelo suelto

n=2 para suelo medianamente denso

n=3 para suelo denso

Para suelos cohesivos firmes fisurados se multiplicará la expresión anterior con exponente n=1.

Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo se multiplicará por:

$$Fr = (B + 1) / (2B + 1)$$

IV.5.4.2 ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

La revisión de los estados límite de servicio de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes bajo diferentes acciones a las que se encuentra sometido así como los estratos debajo del apoyo de las puntas.

IV.6 SELECCIÓN Y ANÁLISIS DE LA ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN MAS ADECUADA PARA EL PROYECTO

De acuerdo a las propiedades estratigráficas, físicas y mecánicas de los materiales del subsuelo en el sitio del proyecto, así como a las propiedades de la estructura se analizarán dos posibles alternativas de cimentación, una en base a pilas, y la otra a base de un cajón. La primera alternativa es la solución por la que optaron en la construcción de dicha cimentación.

En este capítulo se revisará la cimentación por medio de pilas y se propondrá el cajón como posible opción, así como la revisión en base al RCDF.

IV.6.1 REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN A BASE DE PILAS

La revisión de la cimentación a base de pilas se realizó conforme a lo establecido en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC), considerando que estarán desplantadas a una profundidad de

12.50 metros bajo el nivel de banqueta, teniendo una longitud efectiva de 9.00 metros y 3.50 metros serán para el sótano de estacionamiento.

Tendrán una ampliación en la base y tendrán diferentes diámetros, y que de acuerdo a los sondeos realizados estarán apoyados en los estratos resistentes.

Las pilas son de concreto armado y una resistencia del concreto de $F'c=250 \text{ kg/cm}^2$.

En la tabla 4 se encuentran las características de las pilas con que se cimentó la ampliación del Palacio Municipal.

Conforme a lo establecido en las NTC tenemos lo siguiente:

IV.6.1.1 CAPACIDAD DE CARGA

Para calcular la capacidad de carga de las pilas se utilizó la expresión para suelos friccionantes de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones.

$$Q_p = [p'v Nq' FR + pv] A_p$$

Donde:

$$Nq' = N_{\min} + Le (N_{\max} - N_{\min}) / 4B \tan (45 + \phi/2)$$

Ya que aún para la pila de diámetro mas chico tenemos que se cumple lo siguiente.

$$Le / B < 4 \tan (45 + \phi / 2)$$

$$3.0/1.2 < 4 \tan (45 + 36/2)$$

$$2.50 < 7.85$$

La capacidad de carga obtenida se multiplicará por el factor de reducción de escala, ya que la pila mas pequeña tiene 1.20 m de diámetro.

$$FRE = [(B + 0.5) / 2B]^n$$

El significado de cada una de las variables se especificó en el inciso IV 5.4

En la tabla 5 se encuentran los resultados obtenidos del calculo de capacidad de carga. Se utilizaron los parámetros del subsuelo mencionados en el capítulo tres, los cuales se resumen a continuación.

Datos:

$$\phi = 36^\circ$$

$$Le = 3.00 \text{ m}$$

CARACTERÍSTICAS DE LAS PILAS (DIÁMETROS Y PESOS)

| Número de pila | Ubicación (Eje) | Diámetro de fuste | Diámetro de campana | W Fuste (ton) | W Campana (ton) | W TOTAL (ton) |
|----------------|-----------------|-------------------|---------------------|---------------|-----------------|---------------|
| 1 | 1A | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 2 | 2A | 1.20 | | 19.00 | | 19.00 |
| 3 | 3A | 1.20 | | 19.00 | | 19.00 |
| 4 | 4A | 1.20 | | 19.00 | | 19.00 |
| 5 | 5A | 1.20 | | 19.00 | | 19.00 |
| 6 | 6A | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 7 | 7A | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 8 | 8A | 1.20 | | 19.00 | | 19.00 |
| 9 | 9A | 1.20 | | 19.00 | | 19.00 |
| 10 | 10A | 1.20 | | 19.00 | | 19.00 |
| 11 | 11A | 1.20 | | 19.00 | | 19.00 |
| 12 | 12A | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 13 | 1B | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 14 | 2B | 1.00 | 3.00 | 13.19 | 18.85 | 32.04 |
| 15 | 3B | 1.00 | 3.00 | 13.19 | 18.85 | 32.04 |
| 16 | 4B | 1.00 | 3.00 | 13.19 | 18.85 | 32.04 |
| 17 | 5B | 1.00 | 3.00 | 13.19 | 18.85 | 32.04 |
| 18 | 6B | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 19 | 7B | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 20 | 8B | 1.00 | 3.00 | 13.19 | 18.85 | 32.04 |
| 21 | 9B | 1.00 | 3.00 | 13.19 | 18.85 | 32.04 |
| 22 | 10B | 1.00 | 3.00 | 13.19 | 18.85 | 32.04 |
| 23 | 11B | 1.00 | 3.00 | 13.19 | 18.85 | 32.04 |
| 24 | 12B | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 25 | 1C | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 26 | 2C | 1.00 | 3.00 | 13.19 | 18.85 | 32.04 |
| 27 | 3C | 1.00 | 3.00 | 13.19 | 18.85 | 32.04 |
| 28 | 4C | 1.00 | 3.00 | 13.19 | 18.85 | 32.04 |
| 29 | 5C | 1.00 | 3.00 | 13.19 | 18.85 | 32.04 |
| 30 | 6C | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 31 | 7C | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 32 | 8C | 1.00 | 3.00 | 13.19 | 18.85 | 32.04 |
| 33 | 9C | 1.00 | 3.00 | 13.19 | 18.85 | 32.04 |
| 34 | 10C | 1.00 | 3.00 | 13.19 | 18.85 | 32.04 |
| 35 | 11C | 1.00 | 3.00 | 13.19 | 18.85 | 32.04 |
| 36 | 12C | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 37 | 1D | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 38 | 2D | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 39 | 3D | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 40 | 4D | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 41 | 6D | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 42 | 6D | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |

| CARACTERISTICAS DE LAS PILAS (DIAMETROS Y PESOS) | | | | | | |
|--------------------------------------------------|-----------------|-------------------|---------------------|---------------|-----------------|---------------|
| Número de pila | Ubicación (Eje) | Diámetro de fuste | Diámetro de campana | W Fuste (ton) | W Campana (ton) | W TOTAL (ton) |
| 43 | 7D | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 44 | 8D | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 45 | 9D | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 46 | 10D | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 47 | 11D | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 48 | 12D | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 49 | 1E | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 50 | 2E | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 51 | 3E | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 52 | 4E | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 53 | 6E | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 54 | 6E | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 55 | 7E | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 56 | 8E | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 57 | 9E | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 58 | 10E | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 59 | 11E | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |
| 60 | 12E | 1.20 | 3.20 | 19.00 | 22.01 | 41.01 |

Tabla 4 . CARACTERISTICAS DE LAS PILAS

| CAPACIDAD DE CARGA PARA PILAS | | | | | |
|-------------------------------|-----------|--------|------------|--------|----------------------|
| Diámetro de la Pila (m) | Area (m2) | Nq* | Qp (Ton) | FRE | Qp admisible (Ton) |
| 0.80 | 0.503 | 108.33 | 281.67 | 0.6602 | 185.94 |
| 1.00 | 0.785 | 96.02 | 391.40 | 0.5625 | 220.16 |
| 1.20 | 1.131 | 87.82 | 516.85 | 0.5017 | 259.32 |
| 1.40 | 1.539 | 81.96 | 658.03 | 0.4806 | 303.00 |
| 1.60 | 2.011 | 77.56 | 814.94 | 0.4307 | 350.96 |
| 1.80 | 2.545 | 74.14 | 987.57 | 0.4082 | 403.10 |
| 2.00 | 3.142 | 71.41 | 1175.92 | 0.3906 | 459.34 |
| 2.20 | 3.801 | 69.17 | 1380.00 | 0.3765 | 519.64 |
| 2.40 | 4.524 | 67.31 | 1599.81 | 0.3650 | 583.96 |
| 2.60 | 5.309 | 65.73 | 1836.34 | 0.3564 | 652.28 |
| 2.80 | 6.158 | 64.38 | 2086.59 | 0.3473 | 724.58 |
| 3.00 | 7.069 | 63.21 | 2363.67 | 0.3403 | 800.87 |
| 3.20 | 8.042 | 62.18 | 2636.28 | 0.3342 | 881.12 |

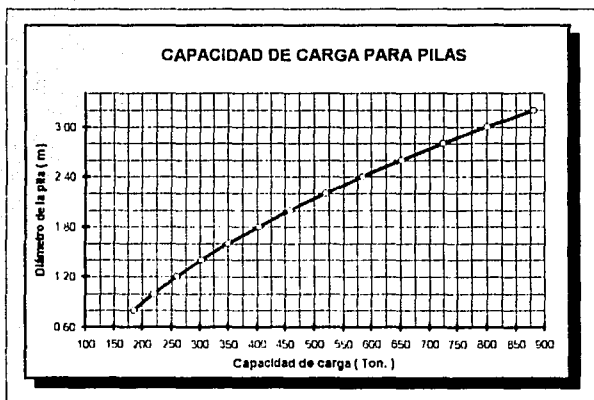


Tabla 5 CAPACIDAD DE CARGA PARA DIFERENTES DIAMETROS DE PILAS

$$\gamma=1.60 \text{ Ton / m}^3$$

$$p_v=p'v= 1.6 \text{ Ton / m}^3 (9.00 \text{ m})=14.40 \text{ Ton / m}^2$$

$$N_{\text{máx}}=175.60 \text{ (interpolado de los valores para } N_{\text{máx}})$$

$$N_{\text{mín}}= 46.80 \text{ (interpolado de los valores para } N_{\text{mín}})$$

$$D_f = 9.00 \text{ m}$$

$$FR=0.35$$

IV.6.1.2 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA

De acuerdo al Reglamento de Construcciones del D.F., para revisar los estados límite de falla en condiciones estáticas y dinámicas para una cimentación a base de pilas es necesario que se cumpla lo siguiente:

$$\Sigma Q F_c < R$$

Donde:

ΣQ = Suma de acciones verticales a las que se encuentra sujeta la estructura, ya sea en condiciones dinámicas o estáticas, así como el peso propio de las pilas. Tablas 6 y 7.

F_c = Factor de carga que multiplica a las acciones verticales y es igual a 1.50 para condiciones estáticas y de 1.1 para condiciones dinámicas.

R = Capacidad de carga del suelo de apoyo, el cual será igual al menor de los siguientes valores:

- Capacidad de carga individual de las pilas
- Capacidad de carga de diversos grupos de pilas
- Capacidad de carga del total de las pilas

CONDICIONES ESTÁTICAS

Para la revisión de los estados límite de falla en condiciones estáticas se debe cumplir la desigualdad anterior y los tres incisos, de manera que tenemos lo siguiente.

a) Capacidad de carga para pilas individuales _ En este punto desarrollamos la expresión indicada por las NTC y los resultados obtenidos se encuentran en la tabla 8.

La capacidad de carga individual obtenida de la tabla 8 cumple con lo establecido por las Normas con un rango bastante amplio. La capacidad de carga para un grupo de pilas se desarrolla en el siguiente punto.

CARGAS POR COLUMNA EN CONDICIONES ESTATICAS

| NUMERO COLUMNA | UBICACION (Eje) | ENTREPISO (Ton.) | TRABES (Ton.) | COLUMNAS (Ton.) | FACHADA (Ton.) | TOTAL (Ton.) |
|-------------------|--------------------|---------------------|------------------|--------------------|-------------------|-----------------|
| 1 | 1A | 12.48 | 2.24 | 1.51 | | 18.23 |
| 2 | 2A | 28.54 | 4.20 | 1.51 | | 32.25 |
| 3 | 3A | 28.92 | 4.42 | 1.51 | | 34.85 |
| 4 | 4A | 28.92 | 4.42 | 1.51 | | 34.85 |
| 5 | 5A | 28.92 | 4.42 | 1.51 | | 34.85 |
| 6 | 6A | 29.40 | 4.48 | 1.51 | | 35.39 |
| 7 | 7A | 29.40 | 4.48 | 1.51 | | 35.39 |
| 8 | 8A | 28.92 | 4.42 | 1.51 | | 34.85 |
| 9 | 9A | 28.92 | 4.42 | 1.51 | | 34.85 |
| 10 | 10A | 29.40 | 4.48 | 1.51 | | 35.39 |
| 11 | 11A | 21.88 | 3.64 | 1.51 | | 27.03 |
| 12 | 12A | 7.07 | 1.28 | 1.51 | | 9.86 |
| 13 | 1B | 43.09 | 7.35 | 5.39 | 36.50 | 91.33 |
| 14 | 2B | 93.04 | 13.47 | 5.39 | 59.43 | 171.33 |
| 15 | 3B | 99.85 | 14.13 | 5.39 | 63.78 | 183.15 |
| 16 | 4B | 99.85 | 14.13 | 5.39 | 63.78 | 183.15 |
| 17 | 5B | 99.85 | 14.13 | 5.39 | 63.78 | 183.15 |
| 18 | 6B | 101.49 | 14.26 | 5.39 | 64.85 | 185.99 |
| 19 | 7B | 101.49 | 14.26 | 5.39 | 64.85 | 185.99 |
| 20 | 8B | 99.85 | 14.11 | 5.39 | 63.78 | 183.13 |
| 21 | 9B | 99.85 | 14.11 | 5.39 | 63.78 | 183.13 |
| 22 | 10B | 101.49 | 14.23 | 5.39 | 64.56 | 185.67 |
| 23 | 11B | 75.53 | 11.77 | 5.39 | 48.28 | 140.95 |
| 24 | 12B | 24.40 | 4.20 | 5.39 | 23.56 | 57.55 |
| 25 | 1C | 103.40 | 13.34 | 9.92 | 58.59 | 185.25 |
| 26 | 2C | 223.29 | 22.89 | 9.92 | 26.41 | 282.51 |
| 27 | 3C | 239.69 | 23.77 | 9.92 | 28.35 | 301.73 |
| 28 | 4C | 239.69 | 23.77 | 9.92 | 28.35 | 301.73 |
| 29 | 5C | 239.69 | 23.77 | 9.92 | 28.35 | 301.73 |
| 30 | 6C | 243.68 | 23.97 | 9.92 | 26.82 | 306.39 |
| 31 | 7C | 243.68 | 23.97 | 9.92 | 26.82 | 306.39 |
| 32 | 8C | 239.68 | 23.77 | 9.92 | 28.35 | 301.72 |
| 33 | 9C | 239.68 | 23.77 | 9.92 | 28.35 | 301.72 |
| 34 | 10C | 243.67 | 23.93 | 9.92 | 28.69 | 306.21 |
| 35 | 11C | 181.34 | 20.85 | 9.92 | 21.45 | 233.36 |
| 36 | 12C | 58.59 | 7.79 | 9.92 | 53.29 | 129.59 |
| 37 | 1D | 151.11 | 17.40 | 9.92 | 83.18 | 261.81 |
| 38 | 2D | 328.20 | 28.52 | 9.92 | | 364.64 |
| 39 | 3D | 350.11 | 29.40 | 9.92 | | 389.43 |
| 40 | 4D | 350.11 | 29.40 | 9.92 | | 389.43 |
| 41 | 5D | 350.11 | 29.40 | 9.92 | | 389.43 |
| 42 | 6D | 355.93 | 29.60 | 9.92 | | 395.45 |
| 43 | 7D | 355.93 | 29.60 | 9.92 | | 395.45 |
| 44 | 8D | 350.11 | 29.40 | 9.92 | | 389.43 |
| 45 | 9D | 350.11 | 29.40 | 9.92 | | 389.43 |
| 46 | 10D | 355.93 | 29.40 | 9.92 | | 395.25 |

| CARGAS POR COLUMNA EN CONDICIONES ESTATICAS | | | | | | |
|----------------------------------------------------|------------------------|-------------------------|----------------------|------------------------|-----------------------|---------------------|
| NUMERO COLUMNA | UBICACION (Eje) | ENTREPISO (Ton.) | TRABES (Ton.) | COLUMNAS (Ton.) | FACHADA (Ton.) | TOTAL (Ton.) |
| 47 | 11D | 284.90 | 28.28 | 9.92 | | 301.10 |
| 48 | 12D | 85.55 | 10.28 | 9.92 | | 105.75 |
| 49 | 1E | 81.38 | 11.92 | 9.92 | 84.58 | 187.78 |
| 50 | 2E | 175.61 | 20.80 | 9.92 | 85.84 | 292.17 |
| 51 | 3E | 188.51 | 21.88 | 9.92 | 92.13 | 312.24 |
| 52 | 4E | 188.51 | 21.88 | 9.92 | 92.13 | 312.24 |
| 53 | 5E | 188.51 | 21.88 | 9.92 | 92.13 | 312.24 |
| 54 | 6E | 191.67 | 21.80 | 9.92 | 93.67 | 317.14 |
| 55 | 7E | 191.67 | 21.88 | 9.92 | 93.67 | 317.14 |
| 56 | 8E | 188.51 | 21.88 | 9.92 | 92.13 | 312.24 |
| 57 | 9E | 188.51 | 21.88 | 9.92 | 92.13 | 312.24 |
| 58 | 10E | 191.67 | 21.84 | 9.92 | 93.26 | 316.69 |
| 59 | 11E | 142.62 | 18.56 | 9.92 | 69.71 | 240.81 |
| 60 | 12E | 48.04 | 6.96 | 9.92 | 67.31 | 130.23 |
| TOTAL | | 9,445.94 | 1,002.76 | 439.92 | 2,199.98 | 13,088.20 |

TABLA 6 CARGAS POR COLUMNA EN CONDICIONES ESTATICAS

CARGAS POR COLUMNA EN CONDICIONES DINAMICAS

| NUMERO DE COLUMNA | UBICACION (Eje) | PESO (Ton.) | INCREMENTO SISMICO | | PESO TOTAL (Ton.) | |
|-------------------|-----------------|-------------|--------------------|-----------|-------------------|-----------|
| | | | SENTIDO X | SENTIDO Y | SENTIDO X | SENTIDO Y |
| 1 | 1A | 13.76 | 24.06 | 10.87 | 37.84 | 24.63 |
| 2 | 2A | 27.07 | 27.07 | 80.13 | 54.14 | 107.20 |
| 3 | 3A | 29.89 | 2.09 | 2.09 | 31.98 | 31.98 |
| 4 | 4A | 29.89 | 2.09 | 2.09 | 31.98 | 31.98 |
| 5 | 5A | 29.89 | 2.09 | 2.09 | 31.98 | 31.98 |
| 6 | 6A | 30.35 | 2.12 | 2.12 | 32.47 | 32.47 |
| 7 | 7A | 30.35 | 2.12 | 2.12 | 32.47 | 32.47 |
| 8 | 8A | 29.89 | 2.09 | 2.09 | 31.98 | 31.98 |
| 9 | 9A | 29.89 | 2.09 | 2.09 | 31.98 | 31.98 |
| 10 | 10A | 30.35 | 23.67 | 64.34 | 54.02 | 94.69 |
| 11 | 11A | 23.06 | 18.01 | 48.95 | 41.10 | 72.04 |
| 12 | 12A | 8.28 | 20.95 | 8.86 | 29.23 | 17.14 |
| 13 | 1B | 73.99 | 72.51 | 11.84 | 146.50 | 85.83 |
| 14 | 2B | 140.78 | 5.63 | 2.82 | 146.41 | 143.60 |
| 15 | 3B | 150.56 | 3.81 | 0.75 | 154.37 | 151.31 |
| 16 | 4B | 150.56 | 4.88 | 3.31 | 155.44 | 153.87 |
| 17 | 5B | 150.56 | 4.88 | 3.31 | 155.44 | 153.87 |
| 18 | 6B | 152.91 | 4.95 | 3.36 | 157.86 | 156.27 |
| 19 | 7B | 152.91 | 6.36 | 3.53 | 159.27 | 156.44 |
| 20 | 8B | 150.54 | 6.26 | 3.48 | 156.80 | 154.02 |
| 21 | 9B | 150.54 | 7.68 | 1.51 | 158.22 | 152.05 |
| 22 | 10B | 152.68 | 8.40 | 9.05 | 161.06 | 161.73 |
| 23 | 11B | 115.65 | 6.36 | 6.86 | 122.02 | 122.52 |
| 24 | 12B | 46.17 | 59.56 | 8.77 | 105.73 | 54.94 |
| 25 | 1C | 152.27 | 137.04 | 12.18 | 289.31 | 164.45 |
| 26 | 2C | 242.64 | 1.70 | 27.05 | 244.34 | 269.69 |
| 27 | 3C | 259.34 | 2.28 | 1.14 | 261.62 | 260.48 |
| 28 | 4C | 259.34 | 2.02 | 5.08 | 261.36 | 264.42 |
| 29 | 5C | 259.34 | 2.02 | 5.08 | 261.36 | 264.42 |
| 30 | 6C | 263.41 | 2.05 | 5.16 | 268.46 | 268.57 |
| 31 | 7C | 263.41 | 2.05 | 5.19 | 268.46 | 268.00 |
| 32 | 8C | 259.34 | 2.02 | 5.11 | 261.36 | 264.45 |
| 33 | 9C | 259.34 | 2.31 | 1.12 | 261.65 | 260.46 |
| 34 | 10C | 263.28 | 2.32 | 13.11 | 268.60 | 276.39 |
| 35 | 11C | 199.88 | 1.76 | 9.95 | 201.64 | 209.83 |
| 36 | 12C | 104.33 | 82.42 | 24.00 | 186.75 | 128.33 |
| 37 | 1D | 216.48 | 194.83 | 15.15 | 411.31 | 231.63 |
| 38 | 2D | 320.65 | 9.62 | 3.59 | 330.27 | 324.24 |
| 39 | 3D | 342.74 | 0.34 | 3.08 | 343.08 | 345.82 |
| 40 | 4D | 342.74 | 3.22 | 4.04 | 345.96 | 346.78 |
| 41 | 5D | 342.74 | 3.22 | 4.04 | 345.96 | 346.78 |
| 42 | 6D | 348.10 | 3.27 | 4.11 | 351.37 | 352.21 |

| CARGAS POR COLUMNA EN CONDICIONES DINAMICAS | | | | | | |
|---------------------------------------------|-----------------|-------------|--------------------|-----------|-------------------|-----------|
| NUMERO DE COLUMNA | UBICACION (Eje) | PESO (Ton.) | INCREMENTO SISMICO | | PESO TOTAL (Ton.) | |
| | | | SENTIDO X | SENTIDO Y | SENTIDO X | SENTIDO Y |
| 43 | 7D | 348.10 | 3.27 | 4.11 | 351.37 | 352.21 |
| 44 | 8D | 342.74 | 3.22 | 4.04 | 345.96 | 346.78 |
| 45 | 9D | 342.74 | 1.71 | 3.43 | 344.45 | 346.17 |
| 46 | 10D | 347.96 | 3.48 | 10.44 | 351.44 | 358.40 |
| 47 | 11D | 264.06 | 31.69 | 29.05 | 295.77 | 293.13 |
| 48 | 12D | 91.52 | 52.17 | 50.34 | 143.69 | 141.86 |
| 49 | 1E | 150.99 | 75.50 | 25.67 | 226.49 | 176.66 |
| 50 | 2E | 242.93 | 7.29 | 77.74 | 250.22 | 320.67 |
| 51 | 3E | 259.76 | 18.81 | 322.10 | 278.57 | 581.86 |
| 52 | 4E | 259.76 | 13.95 | 51.95 | 273.71 | 311.71 |
| 53 | 5E | 259.76 | 13.95 | 51.95 | 273.71 | 311.71 |
| 54 | 6E | 263.83 | 14.17 | 52.77 | 278.00 | 316.60 |
| 55 | 7E | 263.83 | 15.83 | 52.77 | 279.66 | 316.60 |
| 56 | 8E | 259.76 | 15.59 | 51.95 | 275.35 | 311.71 |
| 57 | 9E | 259.76 | 44.16 | 368.86 | 303.92 | 628.62 |
| 58 | 10E | 263.50 | 31.62 | 86.96 | 295.12 | 350.46 |
| 59 | 11E | 199.87 | 171.89 | 129.92 | 371.76 | 329.79 |
| 60 | 12E | 103.02 | 228.70 | 101.99 | 331.72 | 206.01 |
| TOTAL= | | | | | 12,645.11 | 13,034.52 |

TABLA 7 CARGAS EN CONDICIONES DINAMICAS POR COLUMNA

REVISION ESTADOS LIMITE DE FALLA (ESTATICO)

| NUMERO DE LA PILA | UBICACION DE LA PILA | DIAMETRO DE LA BASE (m) | CARGA (Ton.) | PESO DE LA PILA (Ton.) | PESO TOTAL (QFC) (Ton.) | Qp DE LA PILA (Ton.) | QFC < Qp |
|-------------------|----------------------|-------------------------|--------------|------------------------|-------------------------|----------------------|----------|
| 1 | 1A | 3.20 | 16.23 | 61.52 | 77.75 | 881.11 | O.K. |
| 2 | 2A | 1.20 | 32.25 | 28.50 | 60.75 | 259.32 | O.K. |
| 3 | 3A | 1.20 | 34.85 | 28.50 | 63.35 | 259.32 | O.K. |
| 4 | 4A | 1.20 | 34.85 | 28.50 | 63.35 | 259.32 | O.K. |
| 5 | 5A | 1.20 | 34.85 | 28.50 | 63.35 | 259.32 | O.K. |
| 6 | 6A | 3.20 | 35.39 | 61.52 | 96.91 | 881.11 | O.K. |
| 7 | 7A | 3.20 | 35.39 | 61.52 | 96.91 | 881.11 | O.K. |
| 8 | 8A | 1.20 | 34.85 | 28.50 | 63.35 | 259.32 | O.K. |
| 9 | 9A | 1.20 | 34.85 | 28.50 | 63.35 | 259.32 | O.K. |
| 10 | 10A | 1.20 | 35.39 | 28.50 | 63.89 | 259.32 | O.K. |
| 11 | 11A | 1.20 | 27.03 | 28.50 | 55.53 | 259.32 | O.K. |
| 12 | 12A | 3.20 | 9.86 | 61.52 | 71.38 | 881.11 | O.K. |
| 13 | 1B | 3.20 | 91.33 | 61.52 | 152.85 | 881.11 | O.K. |
| 14 | 2B | 3.00 | 171.33 | 48.06 | 219.39 | 800.86 | O.K. |
| 15 | 3B | 3.00 | 183.15 | 48.06 | 231.21 | 800.86 | O.K. |
| 16 | 4B | 3.00 | 183.15 | 48.06 | 231.21 | 800.86 | O.K. |
| 17 | 5B | 3.00 | 183.15 | 48.06 | 231.21 | 800.86 | O.K. |
| 18 | 6B | 3.20 | 185.99 | 61.52 | 247.51 | 881.11 | O.K. |
| 19 | 7B | 3.20 | 185.99 | 61.52 | 247.51 | 881.11 | O.K. |
| 20 | 8B | 3.00 | 183.13 | 48.06 | 231.19 | 800.86 | O.K. |
| 21 | 9B | 3.00 | 183.13 | 48.06 | 231.19 | 800.86 | O.K. |
| 22 | 10B | 3.00 | 185.67 | 48.06 | 233.73 | 800.86 | O.K. |
| 23 | 11B | 3.00 | 140.95 | 48.06 | 189.01 | 800.86 | O.K. |
| 24 | 12B | 3.20 | 57.55 | 61.52 | 119.07 | 881.11 | O.K. |
| 25 | 1C | 3.20 | 185.25 | 61.52 | 246.77 | 881.11 | O.K. |
| 26 | 2C | 3.00 | 282.51 | 48.06 | 330.57 | 800.86 | O.K. |
| 27 | 3C | 3.00 | 301.73 | 48.06 | 349.79 | 800.86 | O.K. |
| 28 | 4C | 3.00 | 301.73 | 48.06 | 349.79 | 800.86 | O.K. |
| 29 | 5C | 3.00 | 301.73 | 48.06 | 349.79 | 800.86 | O.K. |
| 30 | 6C | 3.20 | 306.39 | 61.52 | 367.91 | 881.11 | O.K. |
| 31 | 7C | 3.20 | 306.39 | 61.52 | 367.91 | 881.11 | O.K. |
| 32 | 8C | 3.00 | 301.72 | 48.06 | 349.78 | 800.86 | O.K. |
| 33 | 9C | 3.00 | 301.72 | 48.06 | 349.78 | 800.86 | O.K. |
| 34 | 10C | 3.00 | 306.21 | 48.06 | 354.27 | 800.86 | O.K. |
| 35 | 11C | 3.00 | 233.36 | 48.06 | 281.42 | 800.86 | O.K. |
| 36 | 12C | 3.20 | 129.59 | 61.52 | 191.11 | 881.11 | O.K. |
| 37 | 1D | 3.20 | 261.61 | 61.52 | 323.13 | 881.11 | O.K. |

| REVISION ESTADOS LIMITE DE FALLA (ESTATICO) | | | | | | | |
|---------------------------------------------|----------------------|-------------------------|--------------|------------------------|-------------------------|----------------------|----------|
| NUMERO DE LA PILA | UBICACION DE LA PILA | DIAMETRO DE LA BASE (m) | CARGA (Ton.) | PESO DE LA PILA (Ton.) | PESO TOTAL (QFC) (Ton.) | Qp DE LA PILA (Ton.) | QFC < Qp |
| 38 | 2D | 3.20 | 364.64 | 61.52 | 426.16 | 891.11 | O.K. |
| 39 | 3D | 3.20 | 389.43 | 61.52 | 450.95 | 891.11 | O.K. |
| 40 | 4D | 3.20 | 389.43 | 61.52 | 450.95 | 891.11 | O.K. |
| 41 | 5D | 3.20 | 389.43 | 61.52 | 450.95 | 891.11 | O.K. |
| 42 | 6D | 3.20 | 395.45 | 61.52 | 456.97 | 891.11 | O.K. |
| 43 | 7D | 3.20 | 395.45 | 61.52 | 456.97 | 891.11 | O.K. |
| 44 | 8D | 3.20 | 389.43 | 61.52 | 450.95 | 891.11 | O.K. |
| 45 | 9D | 3.20 | 389.43 | 61.52 | 450.95 | 891.11 | O.K. |
| 46 | 10D | 3.20 | 395.25 | 61.52 | 456.77 | 891.11 | O.K. |
| 47 | 11D | 3.20 | 301.10 | 61.52 | 362.62 | 891.11 | O.K. |
| 48 | 12D | 3.20 | 105.75 | 61.52 | 167.27 | 891.11 | O.K. |
| 49 | 1E | 3.20 | 187.78 | 61.52 | 249.30 | 891.11 | O.K. |
| 50 | 2E | 3.20 | 292.17 | 61.52 | 353.69 | 891.11 | O.K. |
| 51 | 3E | 3.20 | 312.24 | 61.52 | 373.76 | 891.11 | O.K. |
| 52 | 4E | 3.20 | 312.24 | 61.52 | 373.76 | 891.11 | O.K. |
| 53 | 5E | 3.20 | 312.24 | 61.52 | 373.76 | 891.11 | O.K. |
| 54 | 6E | 3.20 | 317.14 | 61.52 | 378.66 | 891.11 | O.K. |
| 55 | 7E | 3.20 | 317.14 | 61.52 | 378.66 | 891.11 | O.K. |
| 56 | 8E | 3.20 | 312.24 | 61.52 | 373.76 | 891.11 | O.K. |
| 57 | 9E | 3.20 | 312.24 | 61.52 | 373.76 | 891.11 | O.K. |
| 58 | 10E | 3.20 | 316.69 | 61.52 | 378.21 | 891.11 | O.K. |
| 59 | 11E | 3.20 | 240.81 | 61.52 | 302.33 | 891.11 | O.K. |
| 60 | 12E | 1.20 | 130.23 | 28.50 | 158.73 | 259.32 | O.K. |

Tabla 8 REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTATICAS

b) Capacidad de carga por un grupo de pilas_ Para revisar la capacidad de carga de un grupo de pilas consideremos la zona donde existe la mayor concentración de peso, por lo tanto se consideraron las pilas ubicadas en el eje D tramo 1-12 (pila 37 a pila 48). Al aplicar la desigualdad tenemos el siguiente resultado.

$$\begin{aligned}\Sigma Q F_c &< Q_p \text{ zona central} \\ 4,821.35 \text{ Ton} &< 881.11 \text{ ton} * 12 \text{ pzas.} \\ 4,821.35 \text{ Ton} &< 10,573.32 \text{ Ton.}\end{aligned}$$

Se cumple satisfactoriamente.

c) Capacidad de carga del grupo global de pilas_ Se realizará tomando en cuenta todas las acciones verticales de las pilas así como la suma de capacidad de carga individual de todas las pilas.

$$\begin{aligned}\Sigma Q F_c &< Q_p \text{ global} \\ 12,035.99 \text{ Ton} &< 881.11(35\text{pzas})+259.32(9 \text{ pzas})+800.86(16 \text{ pzas}) \\ 12,035.99 \text{ Ton} &< 45,986.49 \text{ Ton}\end{aligned}$$

Se cumple también satisfactoriamente.

En resumen podemos decir que la revisión de los estados límite de falla en condiciones estáticas se cumple satisfactoriamente en todos los casos.

CONDICIONES DINÁMICAS

La revisión de los estados límite de falla en condiciones dinámicas debe cumplir con los incisos mencionados en la revisión de los estados límite de falla en condiciones estáticas. En base a lo anterior tenemos lo siguiente.

a) Capacidad de carga para pilas individuales _ En este inciso desarrollamos la expresión indicada por las NTC, y los resultados se encuentran en la tabla 9.

Como se puede observar en la tabla 9 la capacidad de carga individual para las pilas se cumple satisfactoriamente.

b) Capacidad de carga por un grupo de pilas_ Para revisar la capacidad de carga de un grupo de pilas en condiciones dinámicas en sentido x y sentido y consideraremos la zona donde existe la mayor concentración de peso, consideramos por lo tanto las pilas del eje D tramo 1-12 (pila 37 a pila 48).

En base a lo anterior tenemos lo siguiente:

REVISION ESTADOS LIMITE DE FALLA CONDICIONES DINAMICAS

| PLA | UBICACION DE LA PILA | DIAMETRO DE LA BASE (m) | CARGA EN Sx (Ton) | CARGA EN Sy (Ton) | PESO DE CADA PILA (Ton) | PESO TOTAL Sx (Ton) | PESO TOTAL Sy (Ton) | OP ADMISIBLE (OFC) | OFC < Op | |
|-----|----------------------|-------------------------|-------------------|-------------------|-------------------------|---------------------|---------------------|--------------------|----------|----|
| | | | | | | | | | Sx | Sy |
| 1 | 1A | 3.20 | 37.84 | 24.63 | 45.11 | 62.95 | 69.74 | 881.11 | OK | OK |
| 2 | 2A | 3.20 | 54.14 | 107.20 | 20.90 | 79.04 | 129.10 | 259.32 | OK | OK |
| 3 | 3A | 1.20 | 31.98 | 31.98 | 20.90 | 52.88 | 52.88 | 259.32 | OK | OK |
| 4 | 4A | 1.20 | 31.98 | 31.98 | 20.90 | 52.88 | 52.88 | 259.32 | OK | OK |
| 5 | 5A | 1.20 | 31.98 | 31.98 | 20.90 | 52.88 | 52.88 | 259.32 | OK | OK |
| 6 | 6A | 3.20 | 32.47 | 32.47 | 45.11 | 77.59 | 77.59 | 881.11 | OK | OK |
| 7 | 7A | 3.20 | 32.47 | 32.47 | 45.11 | 77.59 | 77.59 | 881.11 | OK | OK |
| 8 | 8A | 1.20 | 31.98 | 31.98 | 20.90 | 52.88 | 52.88 | 259.32 | OK | OK |
| 9 | 9A | 1.20 | 31.98 | 31.98 | 20.90 | 52.88 | 52.88 | 259.32 | OK | OK |
| 10 | 10A | 1.20 | 54.02 | 54.69 | 20.90 | 74.92 | 115.59 | 259.32 | OK | OK |
| 11 | 11A | 1.20 | 41.10 | 72.04 | 20.90 | 62.00 | 92.94 | 259.32 | OK | OK |
| 12 | 12A | 3.20 | 25.23 | 11.14 | 45.11 | 74.34 | 62.25 | 881.11 | OK | OK |
| 13 | 1B | 3.20 | 146.50 | 85.83 | 45.11 | 191.61 | 130.94 | 881.11 | OK | OK |
| 14 | 2B | 3.00 | 146.41 | 143.60 | 35.24 | 181.66 | 178.84 | 800.86 | OK | OK |
| 15 | 3B | 3.00 | 154.37 | 151.31 | 35.24 | 189.61 | 186.56 | 800.86 | OK | OK |
| 16 | 4B | 3.00 | 155.44 | 153.87 | 35.24 | 190.68 | 189.12 | 800.86 | OK | OK |
| 17 | 5B | 3.00 | 155.44 | 153.87 | 35.24 | 190.68 | 189.12 | 800.86 | OK | OK |
| 18 | 6B | 3.20 | 157.86 | 156.27 | 45.11 | 202.99 | 201.39 | 881.11 | OK | OK |
| 19 | 7B | 3.20 | 159.27 | 156.44 | 45.11 | 204.38 | 201.55 | 881.11 | OK | OK |
| 20 | 8B | 3.00 | 156.80 | 154.02 | 35.24 | 192.05 | 189.26 | 800.86 | OK | OK |
| 21 | 9B | 3.00 | 158.22 | 152.05 | 35.24 | 193.48 | 187.29 | 800.86 | OK | OK |
| 22 | 10B | 3.00 | 161.99 | 161.73 | 35.24 | 196.32 | 196.98 | 800.86 | OK | OK |
| 23 | 11B | 3.00 | 122.02 | 122.52 | 45.24 | 157.27 | 157.76 | 800.86 | OK | OK |
| 24 | 12B | 3.20 | 105.73 | 54.94 | 45.11 | 150.84 | 100.05 | 881.11 | OK | OK |
| 25 | 1C | 3.20 | 289.31 | 164.45 | 45.11 | 334.42 | 209.56 | 881.11 | OK | OK |
| 26 | 2C | 3.00 | 244.34 | 269.69 | 35.24 | 279.58 | 304.94 | 800.86 | OK | OK |
| 27 | 3C | 3.00 | 261.62 | 260.48 | 35.24 | 296.87 | 295.73 | 800.86 | OK | OK |
| 28 | 4C | 3.00 | 261.36 | 264.42 | 35.24 | 296.61 | 299.67 | 800.86 | OK | OK |
| 29 | 5C | 3.20 | 265.45 | 265.51 | 45.11 | 310.58 | 313.68 | 881.11 | OK | OK |
| 30 | 6C | 3.20 | 265.43 | 268.60 | 45.11 | 310.58 | 313.71 | 881.11 | OK | OK |
| 31 | 7C | 3.00 | 261.36 | 264.45 | 35.24 | 296.61 | 299.69 | 800.86 | OK | OK |
| 32 | 8C | 3.00 | 261.65 | 260.46 | 35.24 | 296.89 | 295.70 | 800.86 | OK | OK |
| 33 | 9C | 3.00 | 265.60 | 276.39 | 35.24 | 300.84 | 311.64 | 800.86 | OK | OK |
| 34 | 10C | 3.00 | 201.64 | 205.83 | 35.24 | 236.88 | 245.08 | 800.86 | OK | OK |
| 35 | 11C | 3.20 | 186.75 | 126.13 | 45.11 | 231.86 | 173.44 | 881.11 | OK | OK |
| 36 | 12C | 3.20 | 411.31 | 231.63 | 45.11 | 456.42 | 276.74 | 881.11 | OK | OK |
| 37 | 2D | 3.20 | 330.27 | 234.24 | 45.11 | 375.38 | 369.35 | 881.11 | OK | OK |
| 38 | 3D | 3.20 | 343.08 | 345.32 | 45.11 | 388.19 | 390.94 | 881.11 | OK | OK |
| 39 | 4D | 3.20 | 345.96 | 346.78 | 45.11 | 391.07 | 391.90 | 881.11 | OK | OK |
| 40 | 5D | 3.20 | 345.96 | 346.78 | 45.11 | 391.07 | 391.90 | 881.11 | OK | OK |
| 41 | 6D | 3.20 | 351.47 | 352.71 | 45.11 | 396.48 | 397.32 | 881.11 | OK | OK |

| REVISION ESTADOS LIMITE DE FALLA CONDICIONES DINAMICAS | | | | | | | | | | |
|--------------------------------------------------------|---------------------|-------------------------|-----------|-----------|------------------|----------------|----------------|--------------------|---------|---------|
| PLA | UBICACION DE LA PLA | DIAMETRO DE LA BASE (m) | CARGA EN | CARGA EN | PESO DE CADA PLA | PESO TOTAL | PESO TOTAL | QP ADMISIBLE (Ton) | QF < Qd | QF < Qd |
| | | | Sx (Ton) | Sy (Ton) | (Ton) | Sx (Ton) (QFC) | Sy (Ton) (QFC) | | Sx | Sy |
| 43 | 7D | 3.20 | 351.37 | 352.21 | 45.11 | 396.48 | 397.32 | 881.11 | OK | OK |
| 44 | 8D | 3.20 | 345.96 | 346.78 | 45.11 | 351.07 | 391.90 | 881.11 | OK | OK |
| 45 | 9D | 3.20 | 344.45 | 346.17 | 45.11 | 389.56 | 391.28 | 881.11 | OK | OK |
| 46 | 10D | 3.20 | 351.44 | 358.40 | 45.11 | 396.55 | 403.51 | 881.11 | OK | OK |
| 47 | 11D | 3.20 | 295.77 | 293.13 | 45.11 | 340.88 | 338.24 | 881.11 | OK | OK |
| 48 | 12D | 3.20 | 143.69 | 141.86 | 45.11 | 188.80 | 186.97 | 881.11 | OK | OK |
| 49 | 1E | 3.20 | 326.49 | 178.66 | 45.11 | 271.50 | 221.77 | 881.11 | OK | OK |
| 50 | 2E | 3.20 | 250.22 | 320.67 | 45.11 | 295.33 | 365.78 | 881.11 | OK | OK |
| 51 | 3E | 3.20 | 278.57 | 581.86 | 45.11 | 323.68 | 626.97 | 881.11 | OK | OK |
| 52 | 4E | 3.20 | 273.71 | 311.71 | 45.11 | 318.82 | 356.82 | 881.11 | OK | OK |
| 53 | 5E | 3.20 | 273.71 | 311.71 | 45.11 | 318.82 | 356.82 | 881.11 | OK | OK |
| 54 | 6E | 3.20 | 278.00 | 316.60 | 45.11 | 323.11 | 361.71 | 881.11 | OK | OK |
| 55 | 7E | 3.20 | 279.66 | 316.60 | 45.11 | 324.77 | 361.71 | 881.11 | OK | OK |
| 56 | 8E | 3.20 | 275.35 | 311.71 | 45.11 | 320.46 | 356.82 | 881.11 | OK | OK |
| 57 | 9E | 3.20 | 303.92 | 628.62 | 45.11 | 349.03 | 673.73 | 881.11 | OK | OK |
| 58 | 10E | 3.20 | 296.12 | 350.46 | 45.11 | 340.23 | 396.57 | 881.11 | OK | OK |
| 59 | 11E | 3.20 | 371.76 | 329.75 | 45.11 | 416.67 | 374.90 | 881.11 | OK | OK |
| 60 | 12E | 1.20 | 331.72 | 205.01 | 20.90 | 352.62 | 225.91 | 259.39 | OK | OK |
| | | | 12,645.11 | 13,034.52 | 2,330.89 | 14,976.00 | 15,365.41 | 45,968.49 | | |

Tabla 9 REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINAMICAS

Sentido x:

$$\begin{aligned} \Sigma Q F_c < Q_p \text{ zona central} \\ 4,501.94 \text{ Ton} < 881.11 \text{ ton} *12 \text{ pzas} \\ 4,501.94 \text{ Ton} < 10,573.32 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Sentido y:

$$\begin{aligned} \Sigma Q F_c < Q_p \text{ zona central} \\ 4,327.29 \text{ Ton} < 881.11 \text{ ton} *12 \text{ pzas} \\ 4,327.29 \text{ Ton} < 10,573.32 \text{ Ton} \end{aligned}$$

En ambos sentidos se cumple satisfactoriamente la condición.

c) Capacidad de carga del grupo global de pilas_ Se realizará tomando en cuenta todas las acciones verticales, así como la suma de capacidad de carga de todas las pilas en ambos sentidos.

Sentido x:

$$\begin{aligned} \Sigma Q F_c < Q_p \text{ global} \\ 14,975.87 \text{ Ton} < 881.11(35\text{pzas})+259.32(9 \text{ pzas})+800.86(16 \text{ pzas}) \\ 14,975.87 \text{ Ton} < 45,986.49 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Sentido y:

$$\begin{aligned} \Sigma Q F_c < Q_p \text{ global} \\ 15,365.28 \text{ Ton} < 881.11(35\text{pzas})+259.32(9 \text{ pzas})+800.86(16 \text{ pzas}) \\ 15,365.28 \text{ Ton} < 45,986.49 \text{ Ton} \end{aligned}$$

La revisión de estados límite de falla en condiciones dinámicas se cumple satisfactoriamente para ambos sentidos

Debido a que se satisfacen las desigualdades de la revisión de los estados límite de falla en condiciones estáticas y condiciones dinámicas, la cimentación a base de pilas es estable.

IV.6.1.3 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

En la revisión de los estados límite de servicio se calcularon los asentamientos que sufrirán las pilas en los estratos de apoyo, así como la deformación de cada pila correspondiente a las deformaciones verticales elásticas. En este caso, la expresión utilizada para determinar este tipo de asentamientos se publicó en la V Reunión de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, donde se propone la siguiente expresión.

$$\delta = Q_a [L / E_c A_f + (m C_s f_p / E_s A_b^{0.5})(1 - \mu^2)]$$

Donde:

- δ =Asentamiento total en la cabeza de la pila (m)
- Q_a =Carga aplicada en la cabeza de la pila (Ton)
- E_c =Módulo de elasticidad del concreto= $10,000 (f'c)^{0.5}$ (Ton / m²)
- L =Longitud de la pila (m)
- A_f =Área transversal del fuste de la pila (m²)
- m =Factor de forma=0.95 para área circular
- C_s =1.00=Factor de rigidez para cimentaciones flexibles
- f_p =Factor de profundidad = 0.5 cuando $D_f / B > 5$
- μ =Relación de Poisson
- A_b =Área transversal de la base de la pila (m²)
- E_s =Módulo de elasticidad del suelo de apoyo de las pilas (Ton / m²).

Para el cálculo de los asentamientos se tomaron los valores indicados arriba, así como un módulo de elasticidad del suelo igual a 8,000 Ton/m² y un módulo de Poisson igual a 0.35, que se obtuvieron de la correlación de las propiedades índice del suelo, así mismo la resistencia del concreto de las pilas es igual a $f'c=250$ kg/cm².

La carga a que estará sujeta cada pila, así como los resultados se encuentra indicados en la tabla 10.

IV.6.2 CIMENTACIÓN A BASE DE UNA LOSA DE CIMENTACIÓN

En este apartado se analizará una losa de cimentación con contratraves invertidas como posible alternativa de cimentación para la ampliación del Palacio Municipal. Se revisará conforme a los lineamientos que marcan las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones.

IV.6.2.1 CAPACIDAD DE CARGA

Para estimar la capacidad de carga del subsuelo de la losa de cimentación se realizó considerando que a lo largo de la superficie potencial de falla se tienen suelos de tipo cohesivo.

Mediante los criterios establecidos por las Normas Técnicas Complementarias, explicados en el inciso IV.5.3.1, la expresión para estimar la capacidad de carga admisible (q_{adm}) del subsuelo es la siguiente.

$$q_{adm} = c N_c FR + p_v$$

REVISION ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

| PILA | UBICACION | AREA DE LA CAMPANA (m ²) | AREA DEL FUSTE (m ²) | CARGA POR PILA (Ton.) | PESO DE LA PILA (Ton.) | PESO TOTAL (Ton.) | ARI DE LA PILA (cm) | ARI DEL SUELO (cm) | ARI TOTAL (cm) |
|------|-----------|--------------------------------------|----------------------------------|-----------------------|------------------------|-------------------|---------------------|--------------------|----------------|
| 1 | 1A | 8.04 | 1.13 | 12.51 | 41.01 | 53.52 | 0.027 | 0.098 | 0.125 |
| 2 | 2A | 1.13 | 1.13 | 24.61 | 19.00 | 43.61 | 0.022 | 0.214 | 0.236 |
| 3 | 3A | 1.13 | 1.13 | 27.17 | 19.00 | 46.17 | 0.023 | 0.226 | 0.249 |
| 4 | 4A | 1.13 | 1.13 | 27.17 | 19.00 | 46.17 | 0.023 | 0.226 | 0.249 |
| 5 | 5A | 1.13 | 1.13 | 27.17 | 19.00 | 46.17 | 0.023 | 0.226 | 0.249 |
| 6 | 6A | 8.04 | 1.13 | 27.59 | 41.01 | 68.60 | 0.035 | 0.128 | 0.161 |
| 7 | 7A | 8.04 | 1.13 | 27.59 | 41.01 | 68.60 | 0.035 | 0.128 | 0.161 |
| 8 | 8A | 1.13 | 1.13 | 27.17 | 19.00 | 46.17 | 0.023 | 0.226 | 0.249 |
| 9 | 9A | 1.13 | 1.13 | 27.17 | 19.00 | 46.17 | 0.023 | 0.226 | 0.249 |
| 10 | 10A | 1.13 | 1.13 | 27.59 | 19.00 | 46.59 | 0.023 | 0.228 | 0.252 |
| 11 | 11A | 1.13 | 1.13 | 20.99 | 19.00 | 39.99 | 0.020 | 0.186 | 0.216 |
| 12 | 12A | 8.04 | 1.13 | 7.53 | 41.01 | 48.54 | 0.024 | 0.089 | 0.114 |
| 13 | 1B | 8.04 | 1.13 | 67.26 | 41.01 | 108.27 | 0.054 | 0.189 | 0.263 |
| 14 | 2B | 7.07 | 0.79 | 127.98 | 32.04 | 160.02 | 0.118 | 0.314 | 0.430 |
| 15 | 3B | 7.07 | 0.79 | 136.87 | 32.04 | 168.91 | 0.122 | 0.331 | 0.453 |
| 16 | 4B | 7.07 | 0.79 | 136.87 | 32.04 | 168.91 | 0.122 | 0.331 | 0.453 |
| 17 | 5B | 7.07 | 0.79 | 136.87 | 32.04 | 168.91 | 0.122 | 0.331 | 0.453 |
| 18 | 6B | 8.04 | 1.13 | 139.01 | 41.01 | 180.02 | 0.091 | 0.331 | 0.421 |
| 19 | 7B | 8.04 | 1.13 | 139.01 | 41.01 | 180.02 | 0.091 | 0.331 | 0.421 |
| 20 | 8B | 7.07 | 0.79 | 138.85 | 32.04 | 168.89 | 0.122 | 0.331 | 0.453 |
| 21 | 9B | 7.07 | 0.79 | 138.85 | 32.04 | 168.89 | 0.122 | 0.331 | 0.453 |
| 22 | 10B | 7.07 | 0.79 | 138.80 | 32.04 | 170.84 | 0.124 | 0.335 | 0.460 |
| 23 | 11B | 7.07 | 0.79 | 105.15 | 32.04 | 137.19 | 0.099 | 0.289 | 0.388 |
| 24 | 12B | 8.04 | 1.13 | 41.97 | 41.01 | 82.98 | 0.042 | 0.152 | 0.194 |
| 25 | 1C | 8.04 | 1.13 | 138.43 | 41.01 | 179.44 | 0.090 | 0.330 | 0.420 |
| 26 | 2C | 7.07 | 0.79 | 220.58 | 32.04 | 252.62 | 0.183 | 0.495 | 0.678 |
| 27 | 3C | 7.07 | 0.79 | 235.76 | 32.04 | 267.80 | 0.194 | 0.525 | 0.719 |
| 28 | 4C | 7.07 | 0.79 | 235.76 | 32.04 | 267.80 | 0.194 | 0.525 | 0.719 |
| 29 | 5C | 7.07 | 0.79 | 235.76 | 32.04 | 267.80 | 0.194 | 0.525 | 0.719 |
| 30 | 6C | 8.04 | 1.13 | 239.46 | 41.01 | 280.47 | 0.141 | 0.515 | 0.656 |
| 31 | 7C | 8.04 | 1.13 | 239.46 | 41.01 | 280.47 | 0.141 | 0.515 | 0.656 |
| 32 | 8C | 7.07 | 0.79 | 235.76 | 32.04 | 267.80 | 0.194 | 0.525 | 0.719 |
| 33 | 9C | 7.07 | 0.79 | 235.76 | 32.04 | 267.80 | 0.194 | 0.525 | 0.719 |
| 34 | 10C | 7.07 | 0.79 | 239.35 | 32.04 | 271.39 | 0.197 | 0.532 | 0.728 |
| 35 | 11C | 7.07 | 0.79 | 181.71 | 32.04 | 213.75 | 0.155 | 0.419 | 0.574 |
| 36 | 12C | 8.04 | 1.13 | 94.85 | 41.01 | 135.86 | 0.068 | 0.250 | 0.318 |
| 37 | 1D | 8.04 | 1.13 | 196.00 | 41.01 | 237.01 | 0.120 | 0.437 | 0.557 |
| 38 | 2D | 8.04 | 1.13 | 291.50 | 41.01 | 332.51 | 0.167 | 0.611 | 0.776 |
| 39 | 3D | 8.04 | 1.13 | 311.58 | 41.01 | 352.59 | 0.177 | 0.648 | 0.825 |

| REVISION ESTADOS LIMITE DE SERVICIO | | | | | | | | | |
|-------------------------------------|-----------|-------------------------|---------------------|----------------------|------------------------|-------------------|--------------------|-------------------|---------------|
| PILA | UBICACION | AREA DE LA CAMPANA (m2) | AREA DEL FUSTE (m2) | CARGA POR PILA (Ton) | PESO DE LA PILA (Ton.) | PESO TOTAL (Ton.) | AR DE LA PILA (cm) | AR DEL SUELO (cm) | AR TOTAL (cm) |
| 40 | 4D | 8.04 | 1.13 | 311.58 | 41.01 | 352.59 | 0.177 | 0.648 | 0.825 |
| 41 | 5D | 8.04 | 1.13 | 311.58 | 41.01 | 352.59 | 0.177 | 0.648 | 0.825 |
| 42 | 6D | 8.04 | 1.13 | 318.45 | 41.01 | 357.46 | 0.180 | 0.657 | 0.837 |
| 43 | 7D | 8.04 | 1.13 | 318.45 | 41.01 | 357.46 | 0.180 | 0.657 | 0.837 |
| 44 | 8D | 8.04 | 1.13 | 311.58 | 41.01 | 352.59 | 0.177 | 0.648 | 0.825 |
| 45 | 9D | 8.04 | 1.13 | 311.58 | 41.01 | 352.59 | 0.177 | 0.648 | 0.825 |
| 46 | 10D | 8.04 | 1.13 | 318.33 | 41.01 | 357.34 | 0.180 | 0.656 | 0.836 |
| 47 | 11D | 8.04 | 1.13 | 240.07 | 41.01 | 281.08 | 0.141 | 0.516 | 0.658 |
| 48 | 12D | 8.04 | 1.13 | 83.20 | 41.01 | 124.21 | 0.063 | 0.228 | 0.291 |
| 49 | 1E | 8.04 | 1.13 | 137.26 | 41.01 | 178.27 | 0.090 | 0.328 | 0.417 |
| 50 | 2E | 8.04 | 1.13 | 220.85 | 41.01 | 261.86 | 0.132 | 0.481 | 0.613 |
| 51 | 3E | 8.04 | 1.13 | 238.15 | 41.01 | 277.16 | 0.139 | 0.509 | 0.649 |
| 52 | 4E | 8.04 | 1.13 | 238.15 | 41.01 | 277.16 | 0.139 | 0.509 | 0.649 |
| 53 | 5E | 8.04 | 1.13 | 238.15 | 41.01 | 277.16 | 0.139 | 0.509 | 0.649 |
| 54 | 6E | 8.04 | 1.13 | 239.85 | 41.01 | 280.86 | 0.141 | 0.516 | 0.657 |
| 55 | 7E | 8.04 | 1.13 | 239.85 | 41.01 | 280.86 | 0.141 | 0.516 | 0.657 |
| 56 | 8E | 8.04 | 1.13 | 238.15 | 41.01 | 277.16 | 0.139 | 0.509 | 0.649 |
| 57 | 9E | 8.04 | 1.13 | 238.15 | 41.01 | 277.16 | 0.139 | 0.509 | 0.649 |
| 58 | 10E | 8.04 | 1.13 | 239.55 | 41.01 | 280.56 | 0.141 | 0.515 | 0.657 |
| 59 | 11E | 8.04 | 1.13 | 181.70 | 41.01 | 222.71 | 0.112 | 0.409 | 0.521 |
| 60 | 12E | 1.13 | 1.13 | 93.65 | 19.00 | 112.65 | 0.057 | 0.552 | 0.609 |

Tabla 10 REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

Donde el valor de factor de capacidad de carga N_c esta dado por la siguiente expresión, ya que se cumple $Df/B < 2$ y $B/L < 1$.

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 Df / B + 0.25 B / L)$$

Los valores utilizados para estimar la capacidad de carga se obtuvieron de las características del subsuelo y del proyecto arquitectónico, de tal suerte que tenemos los siguientes datos.

Utilizando un peso volumétrico igual a $\gamma = 1.5 \text{ ton/m}^3$, una cohesión $c = 4 \text{ ton / m}^2$, un factor de resistencia $FR = 0.35$ y una profundidad de desplante de 3.50 metros.

Desarrollando la expresión para calcular la capacidad de carga tenemos:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 Df / B + 0.25 B / L)$$
$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 \cdot 3.5 / 25.75 + 0.25 \cdot 25.75 / 93.69) = 5.66$$

Y por último:

$$q_{adm} = c N_c FR + p_v$$
$$p_v = 1.50 \text{ Ton / m}^3 (3.50 \text{ m}) = 5.25 \text{ ton / m}^2$$
$$q_{adm} = 4(5.66) (0.35) + 5.25$$

$$q_{adm} = 13.17 \text{ Ton / m}^2$$

IV.6.2.2 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA

Para revisar los estados límite de falla en condiciones estáticas para la estabilidad de una cimentación a base de una losa, es necesario que se cumpla la desigualdad indicada en el inciso IV.5.3 para suelos cohesivos.

$$\sum Q F_c / A < R FR$$

Donde: $R FR = q_{adm}$

CONDICIONES ESTÁTICAS

Para verificar la estabilidad de la cimentación en condiciones estáticas conforme lo que marca las NTC considera la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima y el peso propio de la cimentación propuesta, de manera que el peso de la estructura en tales condiciones es de 13,088.20 Ton. (Inc. factor de carga) y el peso de la cimentación propuesta es de 2,475.23 Ton (Sin factor de carga). El área de la losa es igual a 2,412.51 m².

En tales condiciones tenemos lo siguiente:

$$\Sigma Q F_c < q_{adm} A$$

$$13,088.20 \text{ Ton} + 2,475.23 \text{ Ton}(1.5) < 13.17 \text{ Ton/m}^2 \cdot (2,412.51\text{m}^2)$$

$$16,801.04 \text{ Ton} < 31,772.75 \text{ ton}$$

La revisión de los estados límite de falla en condiciones estáticas cumple con los requerimientos de estabilidad satisfactoriamente.

CONDICIONES DINÁMICAS

Para la revisión de los estados límite de falla en condiciones dinámicas no deberá excederse la capacidad de carga admisible del suelo, teniendo en cuenta que la aceleración con que se propagan las ondas sísmicas propicia que la masa de suelo comprendida dentro de la envolvente de falla tienda a deslizarse bajo la acción de la fuerza de inercia generada. Bajo estas condiciones deberá verificarse lo siguiente:

$$F_c W_t - W_c < F_R A R q' [1 - (0.12 \cdot F_c \cdot a_h \cdot b \cdot \gamma) / F_R C]$$

Donde:

W_t =Carga total de la estructura en condiciones dinámicas más el peso propio de la cimentación.

F_c =Factor de carga igual a 1.1

W_c =Peso del suelo desplazado para la construcción de los sótanos y de la losa de cimentación.

F_R =Factor de resistencia.

$A R$ =Área reducida para tomar en cuenta el momento de volteo, igual a:

$$A R = (B - 2e) L$$

Donde:

B =Ancho de la losa

L =Largo de la losa

e =Excentricidad, dada por: $e = M / W$

M =Momento de volteo

W =Peso de la estructura en la condición analizada.

q' =Presión neta de contacto a la falla ante fuerzas verticales.

a_h =Aceleración horizontal máxima del terreno según el RCDF, igual a 0.48 para estructuras tipo A en la zona de transición.

b =Mínimo de d , 1.2h, 20 m

d=Ancho de la losa de cimentación del área reducida en la dirección analizada.

h=Longitud existente entre la profundidad de desplante de la cimentación hasta la capa dura más próxima. En este caso h=9.00 m

C=Cohesión media del suelo desde el nivel de desplante hasta la profundidad b abajo de él.

γ =Peso volumétrico del suelo desde el nivel de desplante hasta la profundidad b abajo de él.

Desarrollando la desigualdad anterior tenemos lo siguiente:

Excentricidad provocada por el momento de volteo:

$$e = M / W$$

$$e = 20,813.56 \text{ Ton}\cdot\text{m} / (11,123.84 + 2,722.75) = 1.50 \text{ m.}$$

2,722.75=Peso de cimentación en condiciones dinámicas.

Área reducida:

Ancho reducido de la losa de cimentación:

$$\begin{aligned} B' &= (B - 2e) \\ &= (25.75 - 2(1.50)) \\ B' &= 22.75 \text{ m.} \end{aligned}$$

Estableciendo una proporción entre el área y el ancho reducido de la losa tenemos:

$$\begin{array}{rcl} 2,412.51 \text{ m}^2 & 25.75 \text{ m} & \\ \text{AR} & 22.75 \text{ m.} & \text{Por lo tanto:} \\ & & \text{AR} = 2,131.44 \text{ m}^2 \end{array}$$

Peso del suelo desplazado W_c :

$$W_c = B (L) (Df) \gamma$$

$$W_c = 25.75 \text{ m} (93.69 \text{ m}) (3.50 \text{ m}) (1.50 \text{ ton/m}^3) = 12,665.71 \text{ ton.}$$

Sustituyendo en la expresión tenemos lo siguiente:

$$F_c W_t - W_c < F_R A R q' [1 - (0.12 * F_c * a_o * b * \gamma) / F_R C]$$

Para el primer miembro de la desigualdad:

$$(13,846.59 - 12,665.71) \text{ Ton} = 1,180.88 \text{ Ton.}$$

Para el segundo miembro de la desigualdad $b = 1.2 * 9.00 = 10.80$, de manera que:

$$0.7 (2,131.44 \text{ m}^2) (13.17 \text{ ton/m}^2) \left[\frac{1 - 0.12(1.1)(0.48/3)(10.80 \text{ m})(1.5 \text{ t/m}^3)}{0.35 (4.0 \text{ Ton/m}^2)} \right]$$

Por lo que al comparar tenemos:

$$1,180.88 \text{ Ton.} < 19,649.74 (0.7556) \text{Ton}$$

$$1,180.88 \text{ Ton.} < 14,847.57 \text{ Ton.}$$

Después de realizar la revisión de los estados límite de falla en condiciones dinámicas, el incremento de esfuerzo aplicado al suelo por la losa de cimentación producido por el momento de volteo debido a sismo, no rebasó la capacidad de carga admisible del material de apoyo de la losa, lo que asegura que las deformaciones del suelo bajo el esfuerzo resultante por sí mismo se mantienen dentro del rango elástico de comportamiento del material, no produciéndose por tanto deformaciones plásticas permanentes por efecto de los incrementos de esfuerzos aplicados al suelo.

En resumen este tipo de cimentación es estable, ya que cumple con la revisión de los estados límite de falla en condiciones estáticas y dinámicas

IV.6.2.3 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Para llevar a cabo la revisión de los estados límite de servicio conforme a las Normas Técnicas Complementarias es necesario llevar a cabo el cálculo de asentamientos que sufrirá la losa de cimentación empleando la curva de compresibilidad, esto en función de los incrementos de esfuerzos que sufrió el suelo debido al peso del edificio. Los esfuerzos en la masa de suelo se calculan con la teoría de Boussinesq y el perfil del subsuelo se obtiene de la correlación de los tres sondeos que se llevaron a cabo en el lugar del proyecto.

Para obtener las deformaciones en la masa de suelo, se necesitan conocer las presiones efectivas a la profundidad deseada, que en nuestro caso las presiones efectivas son iguales a las presiones totales debido a que no existe nivel freático. A estas presiones se le denominan presiones iniciales. Posteriormente se obtienen los esfuerzos provocados por las sobrecargas, que sumados con los esfuerzos iniciales se obtienen los esfuerzos finales totales.

A cada uno de los esfuerzos anteriores (iniciales y finales) corresponde una relación de vacíos que se obtienen de la curva de compresibilidad. Con estos datos se calculan los asentamientos a largo plazo por medio de la siguiente expresión:

$$\Delta H = \sum \left[\left[\frac{\Delta \sigma}{1 + e_0} \right] \Delta z \right]$$

Para las condiciones de análisis de este tipo de cimentación en particular el cálculo de asentamientos por medio de la expresión anterior no se realizó, debido a que el peso del suelo excavado para la construcción del sotano de estacionamiento compensó el incremento de presión neta que proporcionaría la estructura. Por consiguiente el estado de esfuerzos en el subsuelo permanece inalterado y los asentamientos serán nulos.

Para justificar lo anterior tenemos lo siguiente.

El área de la losa es la siguiente:

$$A=93.69 \text{ m.} \cdot 25.75 \text{ m.} = 2,412.51 \text{ m}^2$$

El peso total de la estructura es el siguiente:

$$W = (10,112.58 + 2,475.23) = 12,587.81 \text{ Ton.}$$

El peso del volumen de suelo desalojado es el siguiente:

$$W = \gamma B L H = 1.50(25.75)(93.69)(3.5)=12,665.71 \text{ Ton.}$$

Con base a lo anterior podemos determinar la presión que se transmitirá al subsuelo debido al peso de la estructura así como la liberación de presión al subsuelo debido por el volumen de suelo excavado.

Para el incremento de presión debido al peso de la estructura:

$$\Delta W = 12,587.81 \text{ Ton.} / 2,412.51 \text{ m}^2 = 5.21 \text{ Ton.} / \text{m}^2$$

Por otra parte, la liberación de presión al terreno debido a la excavación del mismo es:

$$\Delta W_{\text{terreno}} = 12,665.71 \text{ Ton.} / 2,412.51 \text{ m}^2 = 5.25 \text{ Ton.} / \text{m}^2$$

Por lo que el incremento neto sobre el terreno será de $-0.04 \text{ Ton} / \text{m}^2$ y el tipo de cimentación será compensado, **por lo que no existan asentamientos.**

El signo negativo corresponde a una liberación de presión en el terreno, pero es mínima, por lo que se considera COMPENSADA. En caso de ser significativa la liberación de presión se clasificaría como una cimentación sobrecompensada.

IV.6.3 EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES

Para el diseño estructural de los muros perimetrales del sótano de estacionamiento es necesario conocer los empujes a los que estarán sujetos estos. El RCDF señala que el empuje total sobre muros rígidos debe considerar el empuje que ejerce la masa de suelo en estado de reposo, un empuje debido a sismo y un empuje debido a sobrecargas superficiales.

El empuje que ejerce la masa de suelo en estado de reposo se obtiene como la suma de los productos de pesos volumétricos por los espesores de los diferentes estratos que están hasta el nivel de desplante del sótano, afectados por una constante de proporcionalidad entre la presión vertical y la presión horizontal a una profundidad determinada, denominada coeficiente de presión de tierras en reposo, "Ko", que varía entre 0.4 y 0.8.

El empuje debido a sismo se estimó con la expresión de la referencia 2, donde se consideró un coeficiente sísmico igual a 0.48, y un factor de ductilidad igual a 3 debido a las características estructurales del edificio.

El empuje debido a sobrecargas superficiales se estimó considerando una sobrecarga de 1.5 ton /m² en las colindancias con las calles, tal y como lo marca el RCDF y una sobrecarga de 4.5 ton/m² en el lado sur del edificio de ampliación, debido al edificio existente del Palacio Municipal.

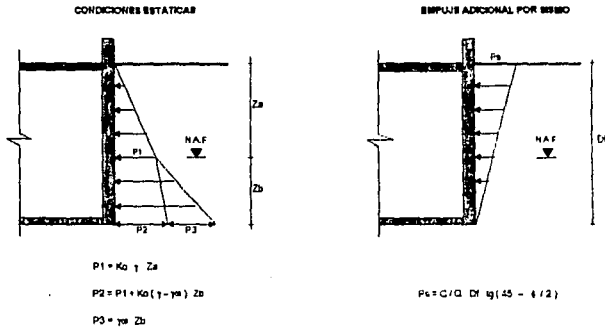
Para el cálculo de dichos empujes se consideró un peso volumétrico $\gamma=1.5 \text{ Ton / m}^3$ y un ángulo de fricción interna $\phi=6^\circ$, valuado conservadoramente, debido a que a la profundidad de desplante del estacionamiento no se tienen datos registrados de dicho parámetro.

Los diferentes tipos de empujes que se consideraron se encuentran en la figura IV.11, así como las expresiones para calcularlos.

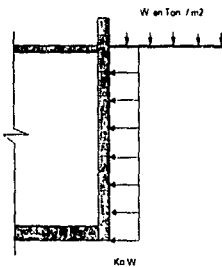
El empuje total debido a los tres empujes se desarrolla a continuación.

EMPUJES HORIZONTALES SOBRE MUROS DE SOTANOS

EMPUJES DEL SUELO



EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGAS SUPERFICIALES



NOMENCLATURA

- P** PRESIONES HORIZONTALES
- K₀** COEFICIENTE DE EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO
- γ** PESO VOLUMETRICO DEL SUELO
- γ_w** PESO VOLUMETRICO DEL AGUA
- Z** PROFUNDIDAD
- C** COEFICIENTE SEMICO
- D** FACTOR DE DUCTILIDAD SEGUN LAS NTC
- W** SOBRECARGA SUPERFICIAL

Figura IV 11 EMPUJES HORIZONTALES SOBRE MUROS DE SOTANOS

FALLA DE ORIGEN

CALCULO DE EMPUJES TOTALES CON UNA SOBRECARGA DE 4.6 Ton. / m²

EMPUJE EN CONDICIONES ESTATICAS

| PROF. | P. VERTICAL | F. HORIZONTAL |
|-------|-------------|---------------|
| 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.50 | 0.75 | 0.45 |
| 1.00 | 1.50 | 0.90 |
| 1.50 | 2.25 | 1.35 |
| 2.00 | 3.00 | 1.80 |
| 2.50 | 3.75 | 2.25 |
| 3.00 | 4.50 | 2.70 |
| 3.50 | 5.25 | 3.15 |

EMPUJE ADICIONAL POR SISMO

| PROF. | EMP. SISMICO |
|-------|--------------|
| 0.00 | 0.50 |
| 0.50 | 0.43 |
| 1.00 | 0.36 |
| 1.50 | 0.29 |
| 2.00 | 0.22 |
| 2.50 | 0.14 |
| 3.00 | 0.07 |
| 3.50 | 0.00 |

EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGAS

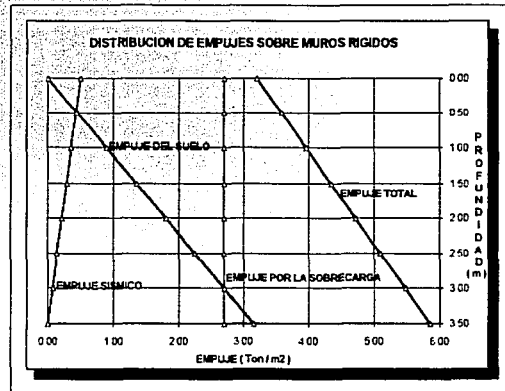
| PROF. | SOBRECARGA |
|-------|------------|
| 0.00 | 2.70 |
| 0.50 | 2.70 |
| 1.00 | 2.70 |
| 1.50 | 2.70 |
| 2.00 | 2.70 |
| 2.50 | 2.70 |
| 3.00 | 2.70 |
| 3.50 | 2.70 |

EMPUJES TOTALES

| PROF. (m) | EMPUJE TOTAL (Ton./m ²) |
|-----------|-------------------------------------|
| 0.00 | 3.20 |
| 0.50 | 3.58 |
| 1.00 | 3.96 |
| 1.50 | 4.34 |
| 2.00 | 4.72 |
| 2.50 | 5.09 |
| 3.00 | 5.47 |
| 3.50 | 5.85 |

NOTAS:

- C = 0.48
- $\gamma = 1.50$ (Ton./m³)
- K₀ = 0.60
- Q = 3.00
- $\phi = 5.0^\circ$
- W = 4.50 (Ton./m²)



FALLA DE ORIGEN

CALCULO DE EMPUJES TOTALES CON UNA SOBRECARGA DE 1.6 Ton. / m²

EMPUJE EN CONDICIONES
ESTATICAS

| PROF. | P. VERTICAL | E. HORIZONTAL |
|-------|-------------|---------------|
| 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.50 | 0.75 | 0.45 |
| 1.00 | 1.50 | 0.90 |
| 1.50 | 2.25 | 1.35 |
| 2.00 | 3.00 | 1.80 |
| 2.50 | 3.75 | 2.25 |
| 3.00 | 4.50 | 2.70 |
| 3.50 | 5.25 | 3.15 |

EMPUJE ADICIONAL
POR SISMO

| PROF. | EMP. SISMICO |
|-------|--------------|
| 0.00 | 0.50 |
| 0.50 | 0.43 |
| 1.00 | 0.36 |
| 1.50 | 0.29 |
| 2.00 | 0.22 |
| 2.50 | 0.14 |
| 3.00 | 0.07 |
| 3.50 | 0.00 |

EMPUJE DEBIDO
A SOBRECARGAS

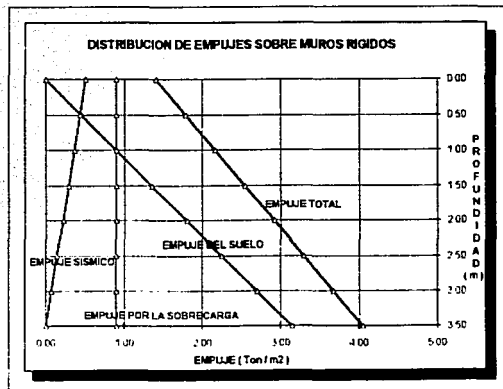
| PROF. | SOBRECARGA |
|-------|------------|
| 0.00 | 0.90 |
| 0.50 | 0.90 |
| 1.00 | 0.90 |
| 1.50 | 0.90 |
| 2.00 | 0.90 |
| 2.50 | 0.90 |
| 3.00 | 0.90 |
| 3.50 | 0.90 |

EMPUJES TOTALES

| PROF. (m) | EMPUJE TOTAL (Ton. / m ²) |
|-----------|---------------------------------------|
| 0.00 | 1.40 |
| 0.50 | 1.78 |
| 1.00 | 2.16 |
| 1.50 | 2.54 |
| 2.00 | 2.92 |
| 2.50 | 3.29 |
| 3.00 | 3.67 |
| 3.50 | 4.05 |

NOTAS:

- C = 0.48
- $\gamma = 1.50$ (ton. / m³)
- K₀ = 0.60
- Q = 3.00
- $\alpha = 6.9^\circ$
- V = 1.50 (ton. / m²)



FALLA DE ORIGEN

IV.6.4 FALLA DE FONDO POR CORTANTE

Cuando en una excavación se utilizan elementos estructurales para soportar las paredes de la excavación, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluya el elemento, por falla de fondo.

La posibilidad de falla de fondo por cortante se analizará verificando que se cumpla la siguiente desigualdad.

$$pv + \Sigma q Fc < Cu Nc Fr$$

Donde:

Cu = Cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación en Ton / m²

Nc = Coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$Nc = 5.14 (1 + 0.25 Df / L + 0.25 L/B)$$

B = Ancho de excavación.

L = Longitud de excavación.

Df = Profundidad de excavación.

pv = Presión vertical actuante del suelo en Ton / m²

q Fc = Sobrecarga superficial afectadas por un factor de carga en Ton / m²

Fr = Factor de resistencia igual a 0.5. En caso de no afectar a servicios o estructuras el factor será de 0.7

Desarrollando los terminos anteriores tenemos lo siguiente:

$$Nc = 5.14 (1 + 0.25 Df / B + 0.25 B / L) =$$

$$Nc = 5.14 (1 + 0.25 * 3.70 / 2.5 + 0.25 * 2.5 / 3.0) =$$

$$Nc = 5.14 (1 + 0.37 + 0.208) = 8.11$$

$$pv = 1.5 \text{ Ton} / \text{m}^3 * 3.7 \text{ m} = 5.55 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

Aplicando la desigualdad mencionada anteriormente, considerando la sobrecarga superficial igual a 4.5 Ton / m².

$$5.55 + 4.5 < 4 * 8.11 * 0.7$$

$$9.60 < 22.708$$

Que se cumple satisfactoriamente y por consiguiente no se presentará este fenómeno.

PROCESO CONSTRUCTIVO

En el capítulo anterior se revisaron las cimentaciones propuestas, una con la que cimiento la ampliación del Palacio Municipal y la otra como alternativa, corroborando que satisfacen ampliamente los puntos establecidos por las Normas Técnicas Complementarias y el Reglamento de Construcciones del DF con un rango bastante amplio, teniendo asentamientos casi insignificantes en la primer alternativa de cimentación y nulos en la segunda. Por esta razón en este capítulo se describe de una manera muy general el procedimiento constructivo de las propuestas de cimentación, para verificar que no se presenten problemas durante la ejecución de la obra y evitar asentamientos diferenciales inadmisibles u otros problemas al edificio colindante, así como las consideraciones que se deben tomar para reforzar la cimentación de dicho edificio para no afectarlo durante el proceso de construcción de la ampliación, todo desde un punto de vista geotécnico. Los trabajos a realizar se explican en los siguientes apartados.

V.1 PRELIMINARES

Este tipo de trabajo se refiere a retirar todo elemento extraño adherido al muro colindante, así como todo tipo de rellenos producto de desechos de construcción, y todo tipo de materiales indeseables en el sitio del proyecto que pudieran interferir en las perforaciones previas para la construcción de las pilas y/o para la excavación del sótano de estacionamiento.

V.2 INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación es un proceso relevante en la ejecución de esta obra desde el punto de vista geotécnico, debido a que se conocerá el comportamiento de la masa de suelo durante y después de la ejecución de la obra. Consiste básicamente en referenciar el sitio de la construcción y alrededores para verificar desplazamientos horizontales y verticales por medio de mediciones topográficas.

Previamente al inicio de los trabajos de excavación, se instrumentará el Palacio Municipal existente y el suelo que rodeará a la excavación, para verificar que el conjunto se comporta de acuerdo a lo proyectado, así como advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad y obtener información del comportamiento del subsuelo, y detectar errores oportunamente, y en caso necesario tomar las previsiones necesarias.

Para lograr lo anterior es necesario considerar la evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales de la masa de suelo.

En base a lo anterior se recomienda instalar referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales. La información que se recopile con la instrumentación debe ser constantemente examinada e interpretada por un ingeniero especialista en mecánica de suelos, para verificar que el comportamiento del subsuelo es el esperado.

Los instrumentos de medición se deben instalar siguiendo las recomendaciones que se describen a continuación, así como la frecuencia de las mediciones.

V.2.1 REFERENCIAS SUPERFICIALES

Las referencias superficiales tendrán por objeto medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurren en la superficie del terreno que circundará a la excavación.

La referencia superficial es un cilindro de concreto simple de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno convencional empotrado en su extremo superior, el perno es de cabeza esférica de 5/8" por 4" y tiene una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla de medición, que está graduada en milímetros, y cuenta con un nivel de burbuja y mira para enfocar el tránsito. (Figura V.1)

Otro tipo de testigo superficial son cuadros de yeso de dimensiones de 30 por 30 centímetros colocados en el muro del edificio colindante, los cuales estarán con su previa identificación y tendrán palomas (triángulos de color amarillo debidamente referenciados) para facilitar posibles deformaciones. (Figura V.2)

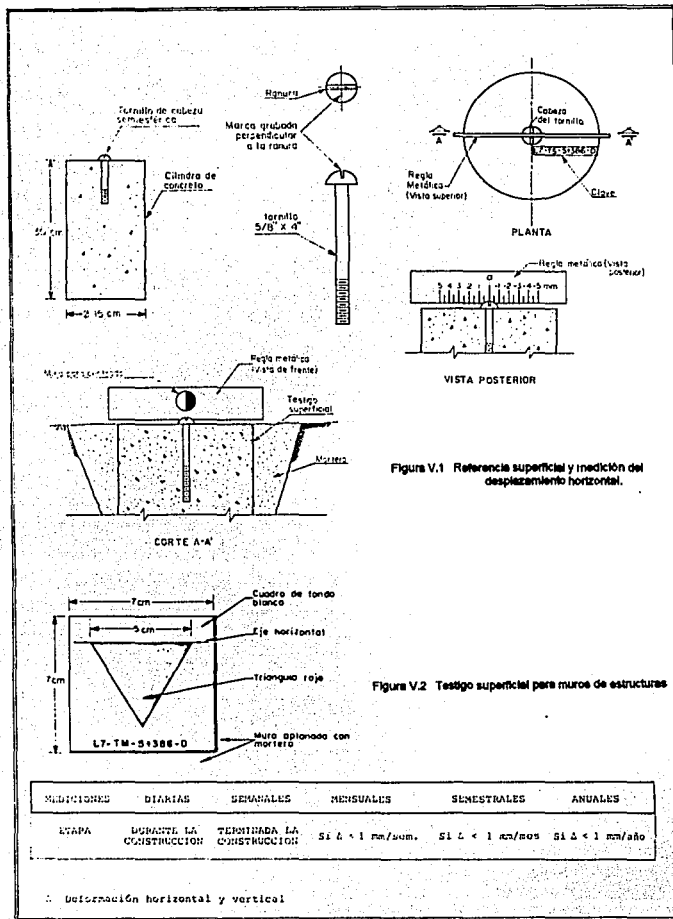
Las referencias superficiales son puntos fijos que se colocan en la superficie del terreno. Se instalan definiendo líneas de colimación con un tránsito para detectar los desplazamientos horizontales, mientras que con el nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales.

V.2.2 CRITERIOS DE INSTALACIÓN

Los testigos superficiales se instalarán definiendo líneas de colimación, apoyadas en dos puntos de referencia fijos, alejados de la excavación para evitar que sufran desplazamientos durante el proceso de construcción. Las líneas de colimación serán paralelas al borde de la excavación, señalando una a cada lado de ellas, siendo la separación media entre estos de 6.00 metros. Todas las referencias deberán instalarse antes de la excavación según los procedimientos siguientes.

Testigos superficiales

-Se trazan las líneas de colimación paralelas a la excavación y a las distancias recomendadas.



FALLA DE ORIGEN

- Se perforarán los sitios que alojaran los testigos.
- Se colocaran testigos en las perforaciones, confinándolos con mortero; inmediatamente se comprueba con un tránsito la alineación de la línea grabada.
- Se marcan los testigos con su clave de identificación y se protegen hasta que haya fraguado el mortero.
- En el caso de los testigos de yeso se tendrá cuidado de colocarlos y referenciarlos adecuadamente.

Establecer un banco de nivel fijo fuera de la zona de trabajo, donde no sea afectado por la obra ni por la gente o tránsito vehicular. Posteriormente correr una nivelación inicial alrededor del Palacio en la parte ya construida y en los puntos del muro de colindancia coincidentes con los ejes del proyecto, y en los puntos a 2.00 m de distancia del perímetro del estacionamiento.

V.2.3 PROCEDIMIENTO DE MEDICIÓN

Una vez colocadas las referencias y antes de iniciar las excavaciones, deberán tomarse lecturas de nivelaciones y alineaciones correspondientes a las condiciones iniciales, que definen el origen de las mediciones desplazamientos-tiempo.

El tránsito que se utilice deberá tener plomada óptica de centrado y precisión de 15 seg. El procedimiento de medición se realizará de tal forma que en cada punto se realicen dos mediciones para evitar al máximo posibles errores, debiendo comprobar frecuentemente el ajuste del eje vertical del aparato.

El nivel topográfico deberá ser de precisión, con radio de curvatura de 20 m. y amplificación de 25 diámetros.

Las nivelaciones diferenciales se realizarán con el aparato nivelado equidistante a los puntos de medición y lecturas máximas a 25 metros, utilizando estadales con nivel de burbuja y graduados en milímetros, las mediciones se realizarán cuando la reverberación sea mínima.

Los desplazamientos horizontales se registrarán con la ayuda de tránsito y la regla metálica, colocándola en cada una de las ranuras de las cabezas de los tornillos, deslizándola horizontalmente hasta que la mira coincida con la línea de colimación. En la escala posterior de la regla, el cadenero medirá el desplazamiento horizontal entre la marca del perno y la mira; la medición se realizará con una aproximación de +1.0 mm.

Los desplazamientos verticales se determinarán mediante nivelaciones diferenciales entre los testigos, tanto superficiales como de muros. La precisión de las nivelaciones deberá ser de 1 a 2 mm en 25 m de distancia; el ajuste del aparato deberá verificarse semanalmente. Los puntos de liga deberán ser confiables; para señalarlos conviene utilizar pernos metálicos con cabeza semi-esférica.

La supervisión de las mediciones se apoyará en una brigada de topografía, que verificará selectivamente las mediciones, particularmente cuando se detectan desplazamientos importantes.

V.2.4 INFORMACIÓN OBTENIDA

Para conocer la evolución de los desplazamientos desde el inicio de la excavación se tomarán lecturas periódicas de nivelación y alineación de referencias, anotando los datos en hojas de registro que incluyen el cálculo de desplazamientos. Es necesario que los cálculos de desplazamientos se realicen el mismo día en que se tomen las lecturas, para contar oportunamente con la información de control de la obra. La frecuencia con que se deben efectuar las mediciones será diaria durante la ejecución de la excavación, cada tercer día entre el término de la excavación y la construcción del muro de contención perimetral.

V.2.5 BANCOS DE NIVEL FLOTANTES

Los bancos de nivel flotantes permiten conocer los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de las excavaciones a cielo abierto.

Los elementos que integran al banco de nivel flotante consisten de un tubo galvanizado de 1" de diámetro en tramos de 1.0 m, hasta completar la profundidad deseada, un muerto de concreto de $f_c=100$ kg/cm² de 4" de diámetro y 30 cm de longitud, colocado en la parte inferior de la tubería, un cople de unión entre el tubo galvanizado y el muerto de concreto y un tapón para nivelación colocado en la parte superior del tubo.

V.2.5.1 INSTALACIÓN DEL BANCO DE NIVEL FLOTANTE

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante debe de ser de 1.20 m abajo del nivel máximo de excavación.

Para su instalación se efectúa una perforación de 6" de diámetro, con maquina que cuente con equipo para lavado de pozo, se coloca perfectamente en la parte inferior el cilindro de concreto, acopiándole los tubos galvanizados de 1.0 m de longitud.

Una vez realizado lo anterior se coloca grava con granulometría máxima de 3/4".

La parte superior del aparato deberá estar protegida con un tubo de fierro de 6" de diámetro que cuente con un tapón capa. (Ver figura V.3)

En la protección del aparato el tubo protector deberá instalarse con una perforación rellena de tepetate compactado, sobresaliendo este 20 cm para su fácil localización.

Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de 1.0 m modificando el nivel de referencia original. Por facilidad de instalación, el tapón protector deberá instalarse al fondo de la excavación cada vez que se desacople la tubería.

La supervisión de las mediciones se apoyará en una brigada de topografía, que verificará selectivamente las mediciones, particularmente cuando se detectan desplazamientos importantes.

V.2.4 INFORMACIÓN OBTENIDA

Para conocer la evolución de los desplazamientos desde el inicio de la excavación se tomarán lecturas periódicas de nivelación y alineación de referencias, anotando los datos en hojas de registro que incluyen el cálculo de desplazamientos. Es necesario que los cálculos de desplazamientos se realicen el mismo día en que se tomen las lecturas, para contar oportunamente con la información de control de la obra. La frecuencia con que se deben efectuar las mediciones será diaria durante la ejecución de la excavación, cada tercer día entre el término de la excavación y la construcción del muro de contención perimetral.

V.2.5 BANCOS DE NIVEL FLOTANTES

Los bancos de nivel flotantes permiten conocer los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de las excavaciones a cielo abierto.

Los elementos que integran al banco de nivel flotante consisten de un tubo galvanizado de 1" de diámetro en tramos de 1.0 m, hasta completar la profundidad deseada, un muerto de concreto de $f'c=100$ kg/cm² de 4" de diámetro y 30 cm de longitud, colocado en la parte inferior de la tubería, un cople de unión entre el tubo galvanizado y el muerto de concreto y un tapón para nivelación colocado en la parte superior del tubo.

V.2.5.1 INSTALACIÓN DEL BANCO DE NIVEL FLOTANTE

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante debe de ser de 1.20 m abajo del nivel máximo de excavación.

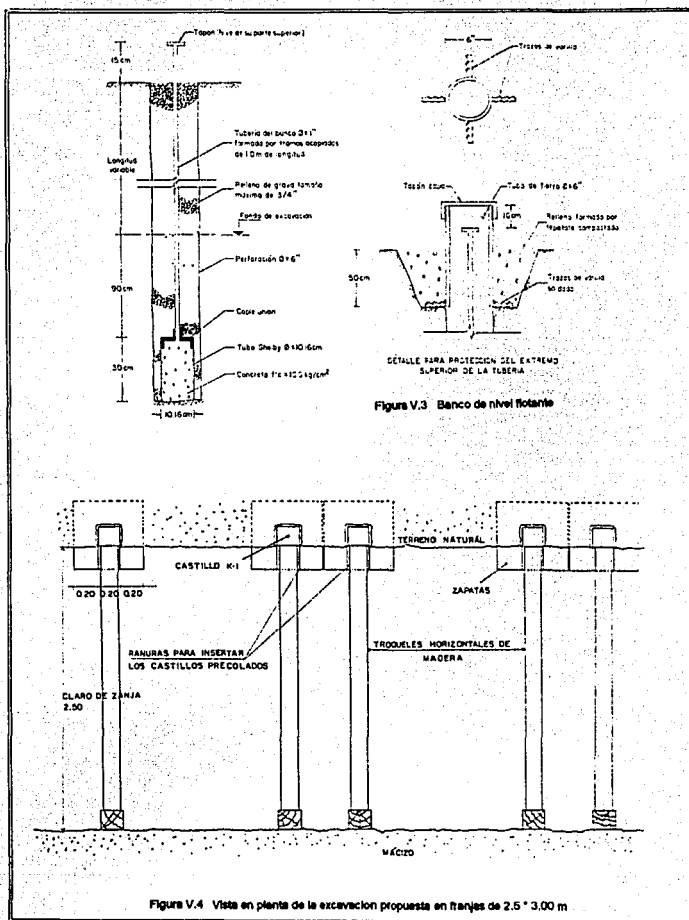
Para su instalación se efectúa una perforación de 6" de diámetro, con maquina que cuente con equipo para lavado de pozo, se coloca perfectamente en la parte inferior el cilindro de concreto, acoplándole los tubos galvanizados de 1.0 m de longitud.

Una vez realizado lo anterior se coloca grava con granulometría máxima de 3/4".

La parte superior del aparato deberá estar protegida con un tubo de fierro de 6" de diámetro que cuente con un tapón capa. (Ver figura V.3)

En la protección del aparato el tubo protector deberá instalarse con una perforación rellena de tepetate compactado, sobresaliendo este 20 cm para su fácil localización.

Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de 1.0 m modificando el nivel de referencia original. Por facilidad de instalación, el tapón protector deberá instalarse al fondo de la excavación cada vez que se desacople la tubería.



FALLA DE ORIGEN

Las nivelaciones deberán ser referidas a un banco de nivel superficial instalado fuera del área de influencia de cargas o descargas, el que a su vez estará referenciado a un banco de nivel profundo.

Los bancos se nivelarán en la forma que a continuación se menciona.

- Una vez por semana antes de iniciar la excavación
- Cada tercer día durante el proceso de excavación
- Mensualmente entre el cuarto y el doceavo mes
- Trimestralmente después de un año

V.2.6 TRAZO DE LOS EJES DEL PROYECTO

Para el trazo de los ejes del proyecto y los centros de las columnas y pilas, se deben referenciar para restituirlos cuando sea necesario no permitiendo excentricidades mayores de cinco cm, realizando este trabajo las veces que sea necesario para garantizar el correcto trazo de ejes, debido a la importancia que representa este trabajo para que las trabes metálicas prefabricadas tengan el mínimo de error en su colocación.

V.3 SEGURIDAD

Colocar en el sitio de la construcción un tapial perimetral y señalamiento diurno y nocturno adecuado, así como todas aquellas medidas de seguridad que se consideren pertinentes durante la ejecución de la obra para la protección del personal y de terceras personas.

V.4 MURO DE COLINDANCIA

El muro de colindancia es el muro que se encuentra en contacto con el muro del Palacio Municipal existente, mientras que el muro restante del perímetro es el muro de contención.

El muro de colindancia se reforzará debido a que con la ampliación del Palacio se debe garantizar que con la excavación no sufrirá dicho muro movimientos verticales de consideración, para ello se recomiendan los siguientes puntos.

V.4.1 EXCAVACIÓN Y RECIMENTACION DEL EDIFICIO COLINDANTE

Una vez coladas las pilas que colindan con el edificio existente, se llevó a cabo la excavación para construir el muro de contención anexo a este, procediendo de la siguiente manera:

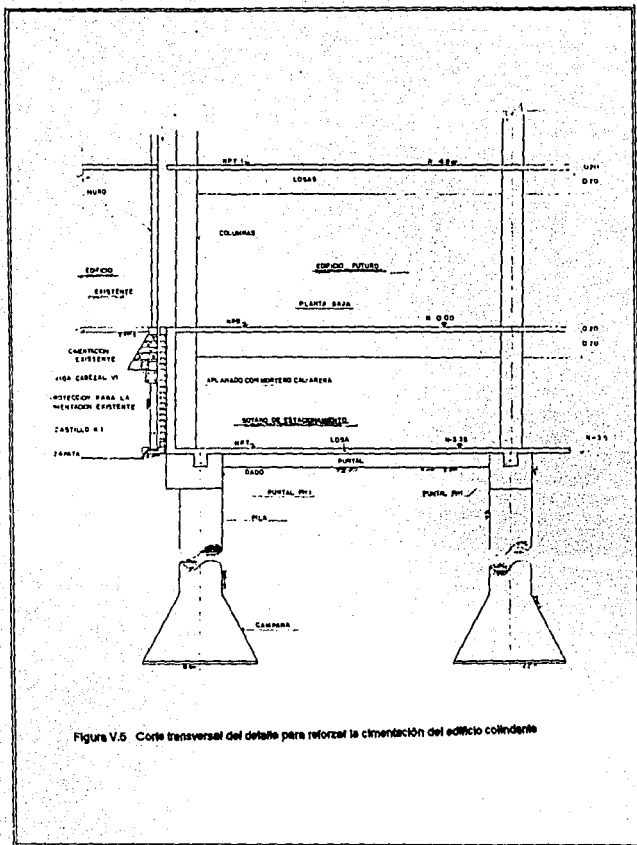


Figura V.5 Corte transversal del detalle para reforzar la cimentación del edificio colindante

FALLA DE ORIGEN

Excavar por tramos de 2.50 m. de ancho (perpendicular al muro de lindero), por 3.0 m de largo (En la dirección del muro) por 3.40 m de profundidad, suspendiendo la excavación en una primera etapa hasta 0.35 m. abajo del nivel de cimiento de lindero. (Figura V.4 y V.6)

En cada tramo aplicar una malla anclada tipo "galinero" y proceder a realizar un aplanado de mortero cal - arena sobre el terreno natural después de hecha la excavación, esto con el fin de estabilizar las paredes de la excavación realizada.

Bajar la viga cabezal de apuntalamiento y colocarla abajo del cimiento del muro de lindero, excavando previamente con herramienta de mano, una ranura de $0.35 \times 0.35 \times 2.00$ m.

Ya colocada la viga cabezal, continuar con la excavación hasta la profundidad de 3.40 m colocando troques horizontales al centro de la zanja a base de dos polines de $6" \times 6"$ apoyados en vigas de madera de $8" \times 8" \times 1.00$ m. Colocar tres puntales a lo alto de la zanja.

Excavar a mano "Nichos" para alojar dos postes (Castillos K-1) de 0.20×0.20 m. En un plazo no mayor de 24 horas después de hecha la excavación.

Excavar al fondo de la zanja un "Nicho" suficiente para alojar una zapata de concreto de $0.60 \times 0.60 \times 0.25$ m. (Figura V.5 y V.6)

Colocar los dos castillos K de $0.20 \times 0.20 \times H$ deslizando los en las ranuras de las zapatas, y calzándolas en caso necesario con pedacería de placas de acero para apoyar a los cabezales previamente colocados, colar la ranura con concreto.

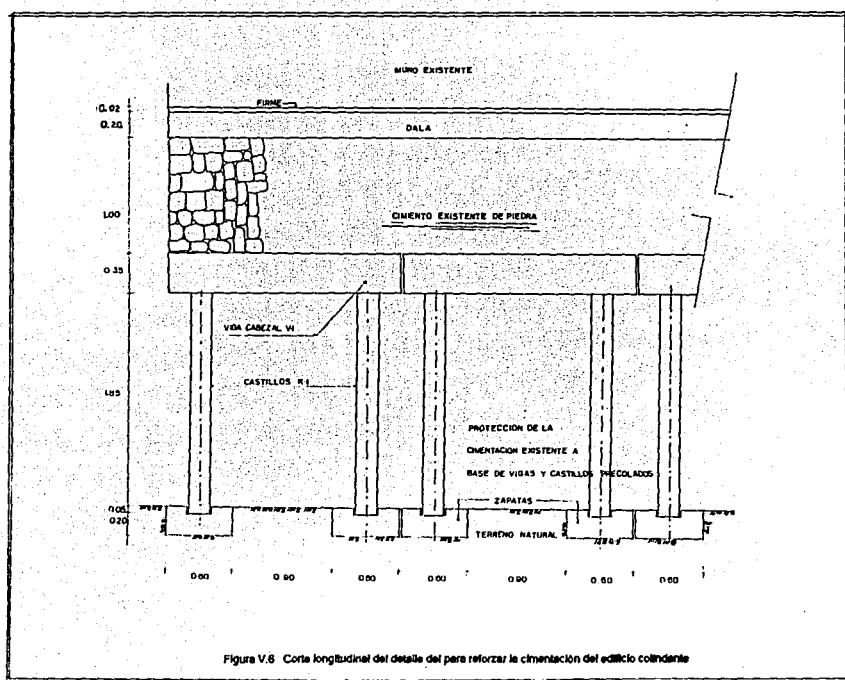
Construir un muro de tabique recocido de 0.14 m de espesor que servirá como paramento para colar el muro de contención de lindero, y como junta entre el edificio existente y la ampliación, relleno las oquedades entre el muro y el paramento excavado, con grava y arena. (Figura V.5)

- Se deberán controlar los posibles movimientos de la corona del muro mediante observaciones de puntos coincidentes con los centros de los claros del proyecto, con una frecuencia de por lo menos de una vez por semana.

Proceder a excavar el siguiente tramo de 2.5×3.00 m y así sucesivamente.

Una vez hecha la excavación para alojar el sótano hasta el nivel de proyecto, descabezar las pilas en una altura de 1.00 m o 1.20 m. según el diámetro del fuste o hasta que se encuentre concreto sano, y excavar para cimbrar, armar y colar los dados cabezales de las pilas, limpiando la superficie de la cabeza de la pila de todo material extraño.

Proceder a excavar para cimbrar, armar y colar los puntales horizontales PH-1 entre los dados. Después de descimbrar los puntales horizontales (después de 24 horas por lo



menos), rellenar la excavación alrededor de los puntales horizontales con tepetate compactado al 100% proctor. (Figura V.5).

V.5 MURO DE CONTENCIÓN EN EL PERÍMETRO DE LA CONSTRUCCIÓN

Para construir el muro de contención es necesario tomar en consideración las siguientes recomendaciones:

Proceder a armar, cimbrar y colar el muro de contención en tramos de 5.00 m troquelando la cimbra contra el macizo de suelo natural.

No descimbrar el tramo de muro ya colado y apuntalarlo contra el macizo, mientras el concreto del muro no adquiera una resistencia de lo por lo menos el 70% de su f_c .

Los muros de contención colindantes con las calles se construirán como sigue:

Se sobre-excavará una franja de 0.60 m de ancho hacia el exterior para dar espacio para cimbrar exteriormente al muro.

Podrá optarse por dar un talud de 0.25 a 1.00 m a la excavación, o hacer un escalón a media altura con un ancho de 0.80 m, o bien dejar la excavación a plomo, dependiendo de la compacidad del material excavado.

Se armará y cimbrará el muro, y con la cimbra exterior se troquelará contra el macizo del suelo.

Retirar la cimbra no antes de 24 horas de colado y curar los muros con curacreto para garantizar un fraguado óptimo.

Se realizará una impermeabilización del paño exterior del muro colindante en su caso con una película de material asfáltico tipo sika o similar.

No rellenar la zanja excavada hacia el exterior hasta que el muro pueda ser apoyado a nivel de piso de sótano y de piso de planta baja.

V.6 PILAS

En la construcción de pilas intervienen varios factores para llevar a cabo satisfactoriamente los trabajos de construcción, entre los que se deben tomar en cuenta los que se mencionan a continuación.

V.6.1 EXCAVACIÓN

Para la excavación de las pilas es necesario reformar cada pila, dando preferencia a las pilas de lindero con el diámetro del fuste hasta la profundidad del desplante, usando perforadora mecánica. Enseguida, completar la excavación para la campana, usando procedimientos manuales (a pico y pala o con herramienta mecánica manual en caso necesario). No deberá dejarse abierta la perforación un período mayor de 36 horas para evitar al mínimo la alteración del estados de esfuerzos de la masa de suelo así como posibles derrumbes y tomar las medidas necesarias de seguridad para la protección del personal.

V.6.2 PREPARACIÓN Y COLADO DE LAS PILAS

Para la preparación y colado de las pilas se debe habilitar y armar el refuerzo de las pilas y campanas cumpliendo con los requerimientos de calidad para el acero y el concreto.

V.6.2.1 ACERO

El acero de refuerzo debe protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento. Inmediatamente antes de su colocación se revisará que el acero no haya sufrido algún daño, en especial después de un largo período de almacenamiento y realizar ensayos en aquellas piezas de dudosa calidad.

Al efectuar el colado, el acero debe estar exento de grasas, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto.

No deben doblarse barras parcialmente ahogadas en el concreto, a menos que se tomen medidas para evitar que se dañe el concreto vecino.

Todos los dobleces se deben hacer en frío, a menos que el corresponsable en seguridad estructural autorice lo contrario.

El acero debe sujetarse en su sitio con amarres de alambre, siletas y separadores, de resistencia y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.

Antes de colar se debe comprobar que el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo a los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto.

Se debe tomar un espécimen para ensayo por tensión por cada 10 ton. o fracción de la misma marca, grado, diámetro y remesa de cada proveedor.

Introducir el armado del fuste de las pilas y completar el armado de las campanas en el lugar.

V.6.2.2 CONCRETO

Las recomendaciones mínimas de calidad a cumplir para que un concreto este en condiciones óptimas son las siguientes:

La calidad de los materiales componentes deberá verificarse al inicio de la obra, y también cuando exista sospecha de cambio de las características de los mismos, o haya cambiado de los fuentes de suministro.

Revisar al concreto fresco y verificar que tenga el revenimiento adecuado según el proyecto estructural.

No debe colarse si existe una temperatura menor de 5° C, o cuando la temperatura sea mayor de 30° C

Colar con tubo tremle cada pila, cuidando siempre que su extremo inferior este sumergido en el concreto 0.50 m. por lo menos, hasta llegar al nivel de proyecto, esto con el fin de garantizar que el concreto tenga una consistencia homogénea.

Verificar la resistencia del concreto endurecido por medio de pruebas a compresión en cilindros que se fabricaron con el concreto que se utilizó en los colados de los miembros estructurales. Como mínimo una muestra por cada día de colado o por cada 40 m³, debiendo de realizarse en un laboratorio autorizado para tal efecto.

Después de descimbrar los dados, (después de 24 horas por lo menos), rellena la excavación alrededor de los dados con tepetate compactado al 100% proctor.

V.7 LOSA DEL SÓTANO DE ESTACIONAMIENTO

Para la excavación del sótano de estacionamiento se debe llevar a cabo el procedimiento similar al que se recomendó en el procedimiento constructivo del muro de colindancia, este procedimiento en forma general consistió de lo siguiente:

Excavar por tramos de 2.50 m. de ancho (perpendicular al muro de lindero), por 3.0 m de largo (En la dirección del muro) por 3.40 m de profundidad, suspendiendo la excavación en una primera etapa hasta 0.35 m. abajo del nivel de cimiento de lindero. Proceder a excavar el siguiente tramo de 2.5 * 3.00 m y así sucesivamente.

Podrá optarse por dar un talud de 0.25 a 1.00 m a la excavación, o hacer un escalón a media altura con un ancho de 0.80 m, o bien dejar la excavación a plomo, dependiendo de la compacidad del material excavado.

Otra posible opción en la excavación es comenzar a excavar en el centro de la ampliación del edificio y continuar progresivamente hasta que se llegue a los muros de colindancia y llevar a cabo las recomendaciones como se indicaron en el proceso constructivo para los muros de contención y colindancia.

Proceder a colocar una plantilla de concreto pobre de 5 cm de espesor para recibir la losa del sótano, la losa del sótano de estacionamiento será de 15 cm de espesor y será de un concreto de resistencia alta con un doble armado, pudiéndose construir conforme se avanza en la excavación.

CONCLUSIONES

La Mecánica de Suelos aplicada a la Ingeniería Civil es una de las ramas en la que el criterio del Ingeniero Geotecnista juega un papel muy importante, ya que de la correcta interpretación de las características mecánicas y de compresibilidad del subsuelo se obtienen resultados confiables de la aplicación de métodos y teorías empleados en el diseño y revisión de los Estados Límite de Falla y los Estados Límite de Servicio que marcan las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Según resultados de los estudios geotécnicos realizados en el sitio del proyecto, se presentan características similares a la zona de transición de la zonificación geotécnica para la Ciudad de México que realizó COVITUR en 1986, siendo esta la razón de hacer una similitud de dicha zonificación con el sitio del proyecto y aplicar los criterios del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, en particular las de diseño y construcción de cimentaciones, aún cuando el sitio del proyecto queda fuera de dicha zonificación.

El tipo de cimentación con la cual se podía cimentar el edificio de ampliación consistió básicamente de dos opciones, una cimentación a base de pilas o una cimentación a base de un cajón de cimentación, descartándose la utilización de zapatas y pilotes, ya que una cimentación a base de zapatas implicaría un área en planta de zapatas bastante grande y además se tendrían asentamientos diferenciales de consideración que podrían afectar el funcionamiento del conjunto de los edificios. Por otra parte, el uso de pilotes se descartó debido a que por cada pila se tendrían que utilizar dos o más pilotes, lo que trae como consecuencia un incremento en el costo de la obra.

Como primera opción se analizó una cimentación a base de pilas, que fue la opción por que optaron en la cimentación de la ampliación del Palacio Municipal. Para determinar la capacidad de carga de las pilas se consideró un ángulo de fricción interna de los materiales del subsuelo de 36°, obtenidos de la correlación de los índices de resistencia a la penetración estándar que se dan a la profundidad de desplante de las pilas (Nivel - 12.50 sobre el nivel de banqueta).

Se realizó la revisión de los estados límite de falla de la cimentación a base de pilas propuesta en el proyecto ejecutivo, observando que este tipo de cimentación tiene valores de resistencia sumamente altos a las cargas a las que estará sujeto el edificio. (Aún cuando la capacidad de carga se reduce de manera significativa debido al factor de reducción de escala que se aplica en la expresión para la determinar capacidad de carga según las NTC del RCDF)

Para la revisión de los estados límite de servicio en la cimentación a base de pilas se aplicó la ecuación que se publicó en la V reunión de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, con la que se obtienen asentamientos elásticos, que son los asentamientos que ocurrirán en forma inmediata, resultando casi insignificantes, con lo que se puede deducir además que los

asentamientos plásticos o a largo plazo serán iguales o menores debido a las propiedades del subsuelo en el sitio del proyecto.

Para optimizar el dimensionamiento de las pilas en función de las solicitaciones a las que estarán sujetas cada una de ellas, se calculó la capacidad de carga para los diferentes diámetros de las pilas que podrían ser utilizados en la construcción de la cimentación de la ampliación del Palacio Municipal, los valores de capacidad de carga calculados se encuentran en la tabla 5 del capítulo IV, en donde se puede observar la capacidad de carga que tiene cada pila en función de su diámetro y compararla con los valores a las que estarán sujetas cada una de ellas y elegir el diámetro óptimo y posteriormente llevar a cabo la revisión de los estados límite de falla, así como la revisión de los estados límite de servicio.

Independientemente del tipo de cimentación que hubiese resultado óptimo según los análisis de costos y estructural que debió haber realizado el ayuntamiento, el proyecto arquitectónico requería de un sótano de estacionamiento desplazado a 3.50 metros de profundidad con respecto al nivel de banqueta.

La propuesta de alternativa de cimentación a base de una losa de cimentación, que en este caso actúa como un cajón de cimentación debido al volumen de suelo que excavarán, se analizó la condición de una cimentación tipo compensada con trabes invertidas de rigidización, donde el peso del volumen de suelo desalojado es compensado con el peso total de la estructura, lo que significa asentamientos nulos ya que se obtiene un decremento de carga calculado en el orden de $0.04 \text{ Ton} / \text{m}^2$, que se considera insignificante.

En conclusión consideró a esta opción como la cimentación óptima a nivel geotécnico, ya que por razones de proyecto se necesita excavar para alojar el sótano de estacionamiento y las trabes de rigidización para una losa de cimentación es mucho más fácil de construir además de bajar costos respecto a una cimentación a base de pilas, ya que en la construcción de las pilas se necesita perforar y tener otros cuidados que implican un aumento en el costo de la obra.

En la alternativa de cimentación a base de una losa la capacidad de carga del terreno es de $13.17 \text{ Ton} / \text{m}^2$, aún considerando una cohesión conservadora de $4 \text{ ton} / \text{m}^2$, ya que existe una cohesión del orden de 6 y $7 \text{ Ton} / \text{m}^2$ según los resultados de las exploraciones geotécnicas que reportó la empresa acargo del estudio.

Como era de esperarse se obtuvieron resultados satisfactorios al realizar la revisión de los estados límite de servicio y los estados límite de falla.

Para la elección óptima del tipo de cimentación con que se pudo haber cimentado la ampliación del Palacio Municipal se debe además realizar un análisis de costo y un análisis estructural en la ejecución de una u otra alternativa de cimentación, ya que el análisis geotécnico demostró que ambas alternativas de cimentación son seguras y cumplen con los lineamientos que marca el RCDF. Al tener los resultados de los otros dos análisis se puede decidir que tipo de cimentación es el óptimo y cual le conviene construir al ayuntamiento.

Para llevar a cabo la construcción de dicho estacionamiento era necesario excavar la profundidad que marcaba el proyecto, garantizando que no resultarían problemas derivados durante la ejecución de la misma. Se recomienda que la excavación se lleve a cabo conforme al proceso constructivo que se indicó en el capítulo V, (se recomienda excavar en franjas de 2.50 m. por 3.00 m. de ancho, esto con el fin de no alterar los estados de esfuerzos originales en la masa de suelo).

Como análisis complementarios a la excavación del sótano de estacionamiento se realizó el cálculo de empujes horizontales del suelo con una sobrecarga de 1.5 ton/m² para los lados colindantes con la calle, así como una sobrecarga de 4.5 ton/m² para el lado sur donde colinda la ampliación con el Palacio Municipal existente, además de considerar el empuje sísmico que indican las NTC, esto con el fin de conocer los empujes totales que actúan en dichas paredes para diseñar los muros resistentes a dichos empujes.

La falla por subpresión no se analizó debido a que el nivel freático se localiza a una profundidad promedio de 16 metros, según las lecturas tomadas por una sonda piezoeléctrica.

El análisis de falla de fondo por cortante se realizó conforme lo marcan las NTC, obteniéndose resultados satisfactorios, que en conjunto garantizan la estabilidad y seguridad de la excavación para el sótano de estacionamiento.

Se recomienda por último que se lleve a cabo la instrumentación del edificio conforme se indicó en el capítulo V, esto con el fin de conocer el comportamiento de la masa de suelo ante sus nuevas condiciones de carga y verificar que el comportamiento esperado corresponde al que ocurre en la realidad.

Las NTC obligan que en una edificación como la del Palacio Municipal se deben realizar nivelaciones después de la construcción cada mes durante los primeros meses y después en un período de cada seis meses durante cinco años como mínimo.

Para todo diseño de cimentaciones a nivel geotécnico se debe elegir el tipo de cimentación que implique un menor costo en su construcción, además de cumplir con las condiciones de estabilidad y seguridad ante diferentes acciones y tratar de evitar que los asentamientos que sufra la estructura no afectarán a estructuras y servicios propios y/o de colindancia.

Esto se logra teniendo datos del proyecto arquitectónico y estructural, además de las características estratigráficas, mecánicas y de compresibilidad del subsuelo en el sitio de interés, obtenidos de los sondeos, exploraciones y resultados de las pruebas de laboratorio realizadas a las muestras representativas del mismo.

Lo anterior es muy importante ya que en el diseño o evaluación de una cimentación a nivel geotécnico se pueden tener materiales del subsuelo que pueden variar significativamente de un sitio a otro, y por consiguiente sus propiedades, debido a que el suelo es no homogéneo y anisótropo y en cada sitio se podrían presentar características particulares aún perteneciendo a la misma zonificación geotécnica. Ante esto es conveniente decidir que tipo de

exploraciones y pruebas de laboratorio se deben emplear en cada estudio para que a nuestro juicio proporcionen aquellos datos que consideremos necesarios en el diseño de una cimentación.

El RCDF y sus NTC marcan los lineamientos que deben seguirse para el diseño de cimentaciones, pero que de no existir específicamente para un tipo de análisis en particular se deberá tomar en cuenta la experiencia y el criterio del ingeniero geotecnista, ya que el RCDF proporciona una base mínima de los requisitos a cumplir, pero que también implica que no solo se remita al uso directo de fórmulas y expresiones, si no que debe haber un complemento basado en las observaciones y experiencias de casos similares al de estudio.

Andesita- Roca ígnea de grano fino compuesta de un 75% de feldespatos, plagioclasa y el resto de silicatos ferromagnesianos.

Basalto- Roca ígnea de grano fino en la que predominan minerales de grano oscuro, que consisten de más de 50% de feldespatos plagioclasa y el resto de silicatos ferromagnesianos.

Brecha- Roca sedimentaria clástica formada por fragmentos angulares.

Brecha volcánica- Roca endurecida que contiene bloques angulares de lava solidificada relativamente grandes incluidos en una masa de ceniza.

Capas de erupciones pumíticas- Corresponden a la actividad volcánica de mayor frecuencia y se depositaron como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.

Coloide- Sustancia en que sus componentes se encuentran dispersos y no tienen una consistencia ni sólida ni líquida.

Cementación- Es el relleno de los huecos de las partículas de un suelo o rocas fracturadas por medio de un cementante, los más comunes son la calcita, dolomita y cuarzo.

Consolidación- Deformación en sentido vertical entre las partículas de un suelo debido al abatimiento de agua y/o cargas. Se produce una disminución en la relación de vacíos y en el caso de un suelo saturado el aumento de la presión efectiva.

Depósitos de arenas pumíticas- Estos suelos están en estado semi-compacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua.

Depósitos fluvio-glaciales- Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glaciar; se distingue por su pequeña interstratificación.

Domo- Plegue anticlinal sin un claro desarrollo del alineamiento de la cresta, de manera que las capas involucradas buzan en todas direcciones, desde un área central como una taza invertida, pero por lo común es deformada.

Horizonte de cenizas volcánicas- Son producto de erupciones violentas de volcanes andesíticos que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.

Intemperismo- Reacción de los materiales que alguna vez estuvieron en equilibrio dentro de la corteza de la tierra, a las nuevas condiciones en o cerca del contacto con el agua, aire o materia viviente.

Lahares- Acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvia torrencial inmediata a la erupción.

Lahares calientes- Corrientes impulsadas y lubricadas por gases calientes, están asociadas a erupciones paroxísmicas de extraordinaria violencia; las arenas y gravas azules son las más representativas de estos depósitos.

Lahares de arenas azules- Mismas características de los depósitos de arenas pumíticas.

Litificación- Proceso que convierte a los materiales sin consolidar, que forman rocas, en roca consolidada y coherente.

Plioceno- Último período de la era terciaria.

Rebote elástico- Recuperación del esfuerzo elástico cuando un material se rompe o cuando se suprime la fuerza de deformación.

Reverberación- Cambio de dirección de las ondas luminosas, caloríficas o sonoras que se reflejan de una superficie y producen un poco de distorsión en una imagen.

Roca- Agregado de minerales de diferentes clases en proporciones variables.

Rocas piroclásticas- Rocas sedimentarias compuestas principalmente de fragmentos arrojados por una explosión volcánica y depositada por el aire. Incluye bombas, escoria, cenizas, tobas y pumicita.

Sangamon- Tercer interglacial en América que terminó al desarrollarse un clima relativamente cálido a lo largo de 100,000 a 80,000 años.

Suelos- Para fines geológicos se define como el producto de la alteración de lahares y cenizas, de color rojo y gris asociados a climas húmedos y áridos, respectivamente.

Toba- Ceniza volcánica consolidada.

Travertino- Una variedad de carbonato de calcio que forma estalactitas, estalagmitas y otras calizas

1.- MANUAL DE DISEÑO GEOTECNICO

Enrique Tamez
Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR)
México 1988

2.- DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACIONES

Ernesto Holguín
Carlos E. Gutiérrez
TGC GEOTECNIA S.A. DE C.V.
México 1992

**3.- CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y GEOTECNICAS
DEL VALLE DE MEXICO**

Comisión de vialidad y transporte urbano (COVITUR)
México 1986

**4.- V REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
CIMENTACIONES EN AREAS URBANAS DE MEXICO**

Coatzacoalcos, Guadalajara, México D.F., Monterrey
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos
México 1990

**5.- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA
EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES**

Departamento del Distrito Federal
México 1992

6.- MECANICA DE SUELOS TOMOS I Y II

Eulalio Juárez Badillo
Alfonso Rico Rodríguez
Editorial LIMUSA
Segunda edición 1991, México

**7.- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
DEL DISTRITO FEDERAL**

Departamento del Distrito Federal
Editorial ALCO
México, 1991

8.- GUIA DEL INGENIERO CIVIL

Frederick S. Merritt
Editorial Mc GRAW HILL
Primera edición 1990, México

9.- APUNTES DE CLASE DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS

Rolando Reyes Greco
ENEP ACATLAN UNAM, 1992

10.- COMPORTAMIENTO DE SUELOS

Agustín Demeghi Colina
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM, 1990

**11.- MANUAL DE SUPERVISION DE OBRAS
DE CONCRETO**

Federico González Sandoval
Editorial LIMUSA-NORIEGA
Segunda reimpresión 1990, México

12.- FUNDAMENTOS DE MECANICA DE SUELOS

Roy Whitlow
Editorial C.E.C.S.A.
México 1994

13.- FUNDAMENTOS DE GEOLOGIA FISICA

L. Don Leet
Sheldon Hudson
Editorial Limusa
México 1989