



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

"PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA
LA CIMENTACION DEL EDIFICIO TIPO "A" (CAJON) EN EL
CONJUNTO HABITACIONAL BOSQUES DE ARAGON"

TRABAJO ESCRITO
PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A ;
IVAN JESUS JACINTO RAMIREZ LUNA



DIRECTOR DE TESIS: ING. LUIS ZARATE ROCHA

CIUDAD UNIVERSITARIA, MEXICO D. F. 2005

m. 346226



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

“ PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO TIPO “A” (CAJÓN) EN EL CONJUNTO HABITACIONAL BOSQUES DE ARAGÓN”

**Trabajo Escrito
para obtener el título de:**

Ingeniero Civil

Presenta:

Iván Jesús Jacinto Ramírez Luna

Director de Tesis: Ing. Luis Zárate Rocha

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

NOMBRE: Ramírez Luna Iván Jesús Jacinto

FECHA: 1 de Julio de 2005

FIRMA: [Firma manuscrita]

Ciudad Universitaria, México D.F. 2005



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/037/05

Señor
IVÁN JESÚS JACINTO RAMÍREZ LUNA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. LUIS ZÁRATE ROCHA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO TIPO "A" (CAJÓN) EN EL CONJUNTO HABITACIONAL BOSQUES DE ARAGÓN".

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. MECÁNICA DE SUELOS
- III. ASPECTOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL
- IV. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
- V. PRESUPUESTO Y PROGRAMA DE OBRA
- CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 12 de abril del 2005.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GEB/AJP/crc

V.B.
Adriana Calzadilla
7 Junio 2005

V.B.
ING. FRANCISCO TELLEZ
GRANADOS
10 JUNIO/05

V.B.
Gerardo Ferrando Bravo

V.B.
7 de Julio 2005

AGRADECIMIENTOS

QUIERO AGRADECER EN PRINCIPIO A **MI MADRE**
A QUIEN AGRADEZCO SU FE PUESTA EN MI, POR
APOYARME EN LAS DECISIONES QUE HE TOMADO
Y TENER LA CONFIANZA DE QUE SIEMPRE TENDRÉ
SU MANO.

TAMBIÉN QUIERO AGRADECER A **MIS HERMANOS MAYORES**
MI ABUELO Y MI PADRE QUIENES ME HAN APOYADO
EN MI FORMACIÓN TANTO ACADÉMICA COMO HUMANA.

A **MIS HERMANAS MENORES**
POR QUIENES SIENTO EL MOTIVO PARA TRATAR
DE DAR MI MAYOR ESFUERZO EN TODO LO QUE HAGO.

DE FORMA ESPECIAL QUIERO AGRADECER A **MIS AMIGOS**
DE QUEINES HE RECIBIDO UNO DE LOS VALORES
MÁS IMPORTANTES DE LA VIDA.

QUIERO AGRADECER AL **ING. LUIS ZARATE ROCHA,**
AL **ING. JORGE MOGUEL** Y A TODO SU EQUIPO DE
COLABORADORES EN EL GRUPO ICA, QUIENES
ME APOYARON INCONDICIONALMENTE PARA
CULMINAR ESTE CICLO.

POR ULTIMO QUIERO AGRADECER A TODAS
LAS PERSONAS QUE HAN CONFIADO EN MI
BRINDANDOME SU APOYO PARA PODER LLEGAR
HASTA AQUÍ Y BUSCAR NUEVOS HORIZONTES.

A LA MEMORIA DE
OMAR† y MARIBEL†.

**“PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA
LA CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO TIPO “A” (CAJÓN) EN EL
CONJUNTO HABITACIONAL BOSQUES DE ARAGÓN”**

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	8
I. ANTECEDENTES	10
I.1. Análisis de los programas de vivienda para la Zona Metropolitana de la Ciudad de México.	11
I.2. Características Generales del Proyecto.	35
I.3. Localización del Proyecto.	37
II. MECÁNICA DE SUELOS	39
II.1. Caracterización Geotécnica del lugar.	40
II.1.1. Sondeos.	41
II.1.2. Pruebas de Laboratorio.	44
II.1.3. Perfil Estratigráfico.	46
II.2. Propuesta y Revisión de la Cimentación.	47
II.2.1. Análisis de Capacidad de Carga.	47
II.2.2. Revisión de los Estados Límite de Falla.	48
II.2.3. Revisión de los Estados Límite de Servicio.	51
III. ASPECTOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO	56
III.1. Sismos.	57
III.2. Elección del tipo de estructura.	58
III.2.1. Estructuras de Mampostería.	59
III.2.2. Sistemas de Piso y Cubierta.	67
III.3. Análisis de Cargas.	70
III.3.1. Análisis de Cargas Muertas.	70
III.3.2. Análisis de Cargas Vivas.	72
III.3.3. Cargas de Servicio.	73
III.4. Diseño Sísmico.	73
III.4.1. Bajada de Cargas.	73
III.4.2. Análisis Sísmico Estático.	74
III.4.3. Análisis Sísmico Dinámico.	78
IV. PROCESO CONSTRUCTIVO	86
IV.1. Conceptos Generales de Diseño de Cimentaciones Compensadas.	87
IV.1.1. Presión de la tierra sobre los elementos de resistencia.	89
IV.2. Trazo, Nivelación y Obras Preliminares.	97
IV.2.1. Trazo y Nivelación.	97
IV.2.2. Obras Preliminares.	97
IV.3. Excavación.	99
IV.3.1. Clasificación del Material de Excavación.	99
IV.3.2. Estabilidad de las Paredes de la Excavación.	101
IV.3.3. Soporte de las Paredes de la Excavación en Colindancia.	104
IV.3.4. Falla de Fondo.	106
IV.3.5. Equipos de Excavación.	107

IV.3.6. Método de Excavación. 118
IV.4. Cimbra 120
IV.4.1. Aspectos básicos para el diseño de cimbras. 123
IV.4.1.1. Cargas verticales. 124
IV.4.1.2. Presión lateral. 124
IV.4.2. Construcción. 125
IV.4.3. Supervisión y ajuste de la cimbra. 127
IV.5. Colado del Cajón. 129
V. PRESUPUESTO Y PROGRAMA DE OBRA 140
V.1. Catálogo de Conceptos.. 141
V.2. Cuantificación.		
V.2.1. Cimbra.. 142
V.2.2. Acero de Refuerzo. 145
V.2.3. Concreto. 153
V.3. Programa de Obra. 157
V.4. Presupuesto. 159
V.4.1. Materiales. 159
V.4.1.1. Concreto. 159
V.4.1.2. Acero. 160
V.4.1.3. Cimbra. 160
V.4.1.4. Costo total aproximado de materiales. 161
V.4.2. Mano de Obra.. 161
V.4.2.1. Suministro y colocación de concreto. 161
V.4.2.2. Suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo. 161
V.4.2.3. Habilitado de Cimbra. 164
V.4.2.4. Costo total de mano de obra. 166
V.4.3. Costo directo del proyecto. 166

CONCLUSIONES.

ANEXO 1

ANEXO 2

ANEXO 3

BIBLIOGRAFÍA.

SUMARIO DE TABLAS

CAPITULO I.

- 1.1. Distribución de la población ocupada según ingreso por trabajo. 1990-2000.
- 1.2. Distribución de los hogares según grupo de ingresos, 2000.
- 1.3. Estimación estadística según nivel de ingreso.
- 1.4. Tipo de vivienda según promedio de construcción y la distribución por ingreso de la población ocupada.
- 1.5. Tipo de vivienda según promedio de construcción y distribución por ingreso de los hogares.
- 1.6. Demanda de vivienda con base en la distribución de ingreso por población ocupada.
- 1.7. Demanda de vivienda con base en la población ocupada por sector productivo.
- 1.8. Comparativo entre programas y subsidios de vivienda.
- 1.9. Préstamos FOVI, condiciones y términos generales.
- 1.10. Modalidades de operación Infonavit.
- 1.11. Características de los préstamos Infonavit.
- 1.12. Operación SHF.
- 1.13. Créditos apoyo Infonavit con Sofoles.
- 1.14. Comparativo del valor de vivienda con y sin apoyo de la SHF.
- 1.15. Materiales predominantes en la vivienda, 1980 – 2000.
- 1.16. Cuadro resumen de las características del proyecto.

CAPITULO II.

- 2.1. Distribución de la población ocupada según ingreso por trabajo. 1990-2000.
- 2.2. Registro de muestras y tipo de suelo con su profundidad.
- 2.3. Magnitud de los esfuerzos en el suelo por la teoría de Bouessinesq.

CAPITULO III.

- 3.1. Escala de Richter.
- 3.2. Refuerzo horizontal en muros de mampostería.
- 3.3. Carga muerta aplicada por nivel.
- 3.4. Cargas vivas según el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC), 2004.
- 3.5. Cargas de servicio aplicadas por nivel.
- 3.6. Resumen de pesos por nivel.
- 3.7. Análisis sísmico estático.

CAPITULO IV.

- 4.1. Valores del coeficiente k_a para la presión activa de la tierra.
- 4.2. Valores de K_R .
- 4.3. Valores del coeficiente K_p de resistencia pasiva.
- 4.4. Clasificación del material de excavación.
- 4.5. Altura crítica de cortes en arcilla.
- 4.6. Índice de los grados de eficiencia y de los factores más notables que afectan el rendimiento en la maquinaria de construcción.
- 4.7. Factor de llenado para cucharones de cargador.
- 4.8. Factores de descarga según el material.
- 4.9. Tiempos efectivos de operación de varios tipos de retroexcavadoras.
- 4.10. Factor de llenado del cucharón.

- 4.11. Rendimiento de la palas hidráulicas en m^3 de tierra sueltos por hora.
- 4.12. Grupos de maderas latifoliadas, NTC-Madera.
- 4.13. Valores de resistencias y módulos de elasticidad de maderas en especies latifoliadas NTC-Estructuras de Madera 2004 (kg/cm²).
- 4.14. Valores de resistencias y módulos de elasticidad de maderas en especies coníferas NTC-Estructuras de Madera 2004 (kg/cm²).
- 4.15. Valores de resistencias, módulos de elasticidad y rigidez de madera contrachapada en especies coníferas NTC-Estructuras de Madera 2004 (kg/cm²).
- 4.16. Presión del concreto sobre cimbras verticales.
- 4.17. Compactación del concreto.

CAPITULO V.

- 5.1. Cimbra en Contratraves.
- 5.2. Cimbra en Muros de Contención.
- 5.3. Cimbra en Dados y Columnas.
- 5.4. Cimbra en Muros Interiores.
- 5.5. Cimbra en Trabes.
- 5.6. Resumen de la cuantificación del Acero de Refuerzo en Contratraves.
- 5.7. Acero de Refuerzo en ganchos de la Losa de Fondo.
- 5.8. Acero de Refuerzo en Muros Perimetrales.
- 5.9. Acero de Refuerzo en Columnas y Muros Interiores.
- 5.10. Resumen de la cuantificación del Acero de Refuerzo por diámetros de varillas.
- 5.11. Acero de Refuerzo en ganchos de Losa Tapa.
- 5.12. Resumen de la cuantificación del acero por diámetros de varillas.
- 5.13. Concreto para Contratraves.
- 5.14. Concreto para Losa de Fondo y Tapa del Cajón de Cimentación.
- 5.15. Concreto para Muros Perimetrales.
- 5.16. Concreto para Columnas.
- 5.17. Concreto para Muros Interiores.
- 5.18. Concreto para Trabes.
- 5.19. Resumen de volúmenes de Concreto.
- 5.20. Rendimientos de grupos de trabajo y material por actividad.

SUMARIO DE FIGURAS

CAPITULO II.

- 2.1. Zonificación Geotécnica del Distrito Federal.
- 2.2. Penetrómetro estándar.
- 2.3. Muestreador de pared delgada tipo Shelby.
- 2.4. Cono eléctrico.

CAPITULO III.

- 3.1. Onda Sísmica tipo P.
- 3.2. Onda Sísmica tipo S.
- 3.3. Estructura de Mampostería, ejecutado con un diseño arquitectónico interesante.
- 3.4. Panorámica de un Conjunto Habitacional.
- 3.5. Flexión en Muros de Mampostería.
- 3.6. Cortante en Muros.
- 3.7. Diagrama esfuerzo-deformación en un muro con refuerzo.
- 3.8. Diagrama esfuerzo-deformación en un muro sin refuerzo.
- 3.9. Peraltes y geometría de Viguetas.
- 3.10. Sección transversal de bovedilla.
- 3.11. Planta arquitectónica del edificio.
- 3.12. Planta estructural en isométrico.
- 3.13. Modelo del marco eje L.
- 3.14. Modelo tridimensional del edificio.
- 3.15. Periodo de vibración de un sistema de un grado de libertad.
- 3.16. Modos de vibración de la estructura.
- 3.17. Espectro de Diseño Sísmico, Zona IIIc.

CAPITULO IV.

- 4.1. Presión activa y resistencia pasiva de la tierra en un muro en cantiliver de contención.
- 4.2. Plano del diagrama esfuerzo cortante.
- 4.3. Arreglo típico de los muros perimetrales.
- 4.4. Arreglo estructural de la losa de fondo.
- 4.5. Gráfica carga-deflexión de una losa.
- 4.6. Agrietamientos para distintos valores de carga aplicada a una losa.
- 4.7. Tipos de Falla de Taludes.
- 4.8. Regla de Terzaghi y Peck para la distribución de la presión en excavaciones de arcillas suaves a firmes.
- 4.9. Mecanismo de falla de fondo en excavación en arcilla.
- 4.10. Cargadores.
- 4.11. Retroexcavadoras.
- 4.12. Palas hidráulicas.
- 4.13. Secuencia de la excavación con Bulldozer.(Planta)
- 4.14. Secuencia de la excavación con Bulldozer.(Elevación)
- 4.15. Bomba pluma.
- 4.16. Bomba estacionaria
- 4.17. Camión revoladora con bomba.
- 4.18. Tiro libre de concreto en colado de cimentación.

CAPITULO V.

- 5.1. Croquis de localización de contratrabes y columnas.
- 5.2. Muro Perimetral del cajón de cimentación. (Tipo).

INTRODUCCIÓN

Este trabajo se ha estructurado en cinco capítulos. En el primer capítulo se da un panorama actualizado acerca de la problemática del sector vivienda en el país, abarcando gran parte de los aspectos poblacionales relacionados como son la distribución y crecimiento poblacional, el nivel de ingresos, la distribución estadística de los hogares según su ingreso y el tipo de vivienda que cada uno de estos sectores demanda.

Atendiendo a esta problemática y como origen en esencia del proyecto, veremos que en los distintos ordenes de gobierno pero especialmente desde el gobierno federal se generaron una serie de estrategias para hacer frente a las necesidades de las familias mexicanas en cuanto a vivienda se refiere.

Antes de que se dieran estos cambios, el Infonavit era la dependencia encargada de proporcionar vivienda a los trabajadores tanto del estado como a los empleados por la iniciativa privada; con las reformas en los mecanismos de financiamiento y en concreto con la creación de las Sofoles, toda persona que perciba ingresos ya sea de un patrón o generados por iniciativa propia y quiera adquirir una vivienda, puede ser sujeto de crédito. Se tendrá un panorama general de los mecanismos ocupados por las Sofoles y su modo de operación, las modalidades de operación del Infonavit, del ISSSTE y demás instituciones prestadoras de este servicio.

Resultado de lo anterior se ha llegado a una categorización del tipo de vivienda que pudiera adquirir una persona según su capacidad crediticia, consecuencia de su nivel de ingreso. Para aterrizar posteriormente a las características del proyecto "Conjunto Habitacional Aragón".

Entrando en materia, en el Capítulo dos se abordan los aspectos de Mecánica de Suelos que permiten conocer en primer lugar la caracterización geotécnica del lugar por medio de los sondeos y pruebas de laboratorio aplicadas a las muestras extraídas, además se da un breve marco teórico de las pruebas de laboratorio y de las características de los sondeos ejecutados en el lugar. Lo anterior desemboca en el estudio del nivel de esfuerzos en el suelo de desplante para poder llegar a realizar las revisiones de los estados límite de resistencia y de servicio dispuestas en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC).

La Ciudad de México por su condición lacustre y al estar sujeta a una periodicidad sísmica, consecuencia de su situación geológica, tiene que tener una reglamentación adecuada para el diseño de estructuras que resistan la acción de los sismos, es por esto que al inicio del capítulo tres se da un panorama general de sismos y sismología; producto de esta condición se aborda un estudio de los tipos de estructuración de edificios para poder llegar a una propuesta adecuada al proyecto.

Las estructuras de mampostería para uso habitacional, dada la problemática analizada en el primer capítulo, se han vuelto muy populares en la solución de conjuntos habitacionales en nuestro país, las características estructurales de este sistema se abordan en este tercer capítulo; en México, especialmente desde hace dos décadas

aproximadamente, varios investigadores se preocuparon en generar las bases teóricas para el diseño de estructuraciones con piezas de mampostería, se presenta un resumen de estos trabajos ocupándose principalmente de la respuesta ante acciones accidentales. De igual forma se analizan los distintos tipos de estructuración para los sistemas de piso que podrían ser una opción para la construcción del edificio.

En el tercer capítulo se hace también el análisis de cargas, para la obtención de los pesos por nivel del edificio, todo con el propósito de realizar un análisis sísmico estático en una primera instancia para poder pasar así a la descripción de los posibles caminos de análisis sísmico dinámico que requiere el RCDF.

En el capítulo cuatro se aborda el alma de este trabajo, el procedimiento constructivo lleva toda una metodología de análisis y diseño; este capítulo comienza con un esbozo de algunos de los conceptos generales de diseño de cimentaciones compensadas y que son tomadas con especial cuidado dentro del diseño del procedimiento constructivo, se analizan cada una de las partes que componen el cajón de cimentación desde una perspectiva más inclinada hacia la construcción. Después se presenta la secuencia constructiva del cajón de cimentación comenzando por la realización de las obras preliminares, después se hace un análisis de los métodos de excavación que más bien depende de la estrategia de avance que mejor se adecue en obra y la presentación de los tópicos relacionados con la maquinaria que se utiliza con más frecuencia en la excavación de sótanos y/o cajones.

Una vez teniendo la idea más clara de cual es el objetivo a alcanzar con la excavación, se pretende dar los lineamientos más importantes para el diseño y construcción de cimbras. También se presenta un análisis de la tecnología del concreto para el colado del cajón y una serie de consejos prácticos y cuidados que se deben de tener durante el colado de las secciones, el curado de las mismas, recopilación de las experiencias de construcción, y la propuesta de utilización de un concreto autocompactable premezclado. Para concluir con la propuesta de organización o logística del colado de cada partida.

En el capítulo cinco se da una introducción teórica del catálogo de conceptos y la cuantificación de materiales. El catálogo de conceptos es mostrado en el último de los anexos de este trabajo y la cuantificación de cimbra, acero de refuerzo y concreto de los elementos del cajón de cimentación se exponen en el cuerpo de este último capítulo. Todo lo anterior desemboca en la propuesta del programa de obra que desglosa cada partida con todas sus actividades y la duración de cada una de ellas. Por último se estructura y presenta el presupuesto de construcción del cajón de cimentación.

Por la naturaleza de la obra así como por el volumen y tipo de información disponible uno de los objetivos de este trabajo es el proporcionar a los ahora alumnos de licenciatura o a los interesados en este tema lineamientos generales para la profundización en el mismo.

CAPITULO I. ANTECEDENTES

I. Antecedentes

I.1. Análisis de los programas de vivienda en la Zona Metropolitana del Valle de México.

Toda familia tiene derecho a disfrutar de una vivienda digna y decorosa. La ley establece los instrumentos y apoyos necesarios a fin de alcanzar tal objetivo. (Art. 4, Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos)

Al igual que la salud y la totalidad de los recursos y servicios para procurarla, la educación y la alimentación, la vivienda es una de las principales necesidades que como sociedad tenemos.

La Zona Metropolitana de la Ciudad de México es una de las llamadas mega urbes, en ella desarrollamos nuestras vidas millones de mexicanos, para que esto se de en forma armoniosa se requiere de espacios; el espacio vital de toda familia es pues la vivienda y esa es hoy una de las principales preocupaciones de los gobiernos federal y local.

I.1.1. Entorno Económico Mexicano.

La estructura de la economía mexicana es diversificada, incluye entre otros rubros principalmente a los sectores de la manufactura, explotación de petróleo y de yacimientos minerales, la producción pesquera, la ganadera, agricultura, turismo y en los últimos años estos sectores y los faltantes se han unido al creciente apoyo a las exportaciones. El PIB nacional para el 2002 fue de alrededor de los \$586 mil millones, la porción más grande del PIB de México la representa la producción para consumo interno (50%) seguido del 30% por parte de las exportaciones. La recesión de 1995 a 1997 marcó la caída más prolongada en el PIB y produjo una reducción en el ingreso per capita, esta crisis causó también una inflación y tasas de interés masivas que alcanzaron 120 por ciento para créditos hipotecarios. La reciente adquisición de bancos por instituciones internacionales: Inverlat por Scotiabank de Canadá, Bancomer por BBVA de España, Banamex por Citygroup de Estados Unidos y Serfin por Banco Santander de España; puede haber fortalecido al sector, pero a estas instituciones les son mas atractivas las inversiones en el sector exportador y por tanto dan soporte a empresas de sus países de origen, en lugar de favorecer a los consumidores y los préstamos hipotecarios, entonces, la recuperación y crecimiento del país para los próximos cinco a diez años continuará dependiendo de la velocidad con que las empresas reinviertan sus rendimientos y que tan rápido la Inversión Extranjera Directa (IED) entre al país.

El PIB nacional históricamente ha estado concentrado en cuatro grandes zonas urbanas: la ciudades de México, Monterrey, Guadalajara y Puebla, además del corredor del Bajío; estas zonas reúnen más del 50% de la economía del país; como consecuencia de la explotación del petróleo y la exportación de la manufactura relativa, el crecimiento está cambiando hacia las áreas que están invirtiendo en comunicaciones, infraestructura y desarrollo de recursos humanos. Y gran parte de esta actividad ocurre en el norte México, a los largo de la frontera con los Estados Unidos y en las ciudades que tienen buenos accesos a los mercados de exportación. El sur de México concentra

las zonas más pobres y de lento crecimiento. Las exportaciones, el petróleo y el turismo revierten esta situación en los estados de la península de Yucatán.

La ausencia general de financiamiento empresarial, con excepción de los préstamos de proveedores hace a las empresas mexicanas menos vulnerables a los cambios en las tasas de interés, a consecuencia de esto, los negocios están creciendo pese a un muy débil financiamiento e inversión gubernamental.

En respuesta a la necesidad de una inflación menor, la economía mexicana necesita mantenerse en una línea de crecimiento, es decir, con un paso firme y decisivo hacia una política económica coherente ya que, medida en pesos, la caída del PIB entre 1995 y 1996 representó un 10%, medida en dólares y poder adquisitivo fue del 40%. Ahora, el poder adquisitivo ha estado creciendo y estas políticas y estrategias han tenido que reaccionar ante una demanda real de demanda de empleo de alrededor de 2 millones de personas que necesitan empleo cada año.

El paso firme y sostenido en materia macroeconómica permitió que el país implementara los programas sociales que demandaban con mas urgencia la sociedad y sobre todo los sectores más desprotegidos, dichos programas tuvieron que ajustarse a la dinámica social y entre ellos el que hoy nos ocupa, el de vivienda. Para tal efecto uno de los indicadores más significativos del entorno macroeconómico es el *índice inflacionario*, la disminución de la inflación propicia, entre otras cosas, la reducción y estabilidad de las tasas de interés y la expansión de créditos hipotecarios y bancarios que en consecuencia facilita la incorporación de recursos financieros del mercado de valores para complementar los recursos dados al sector por parte de los gobiernos local y federal.

Ciertamente las tasas de interés han estado disminuyendo, y el Peso Mexicano se ha fortalecido debido a las expectativas de que el país obtenga un grado de inversión importante, pero siguiendo con la misma política inflacionaria, el banco central continuará restringiendo la liquidez para evitar que crezca de manera engañosa; por otra parte el gobierno deberá continuar haciendo redituables las inversiones extranjeras que produzcan divisas que se queden en el país, en consecuencia se fortalecerá al peso, se abaratarán las importaciones y se fortalecerá el mercado interno incrementando la demanda.

Aunque las exportaciones han crecido de forma exponencial en los últimos años (pasaron del 14 al 30% en los últimos 5 años), es prioritario regresar un poder adquisitivo real y acorde a las necesidades a los consumidores; se estima que a partir del año 2000 los trabajadores de la mayoría de los sectores han visto un incremento en sus ingresos por arriba de la inflación. Esto mejoró las ventas de bienes para el consumidor, mas específicamente bienes como vivienda, automóviles y bienes duraderos, y esta tendencia se espera continúe principalmente en las zonas metropolitanas de mayor desarrollo y a lo largo del corredor de exportaciones que abarca los estados de la frontera norte así como los estados de Aguascalientes, León, Guadalajara, Querétaro, Ciudad de México y Mazatlán entre otros.

El sector habitacional juega un papel preponderante para lograr un mayor flujo de recursos financieros en apoyo a la adquisición de vivienda en dos vertientes: la crediticia, donde se ofrezcan oportunidades para que las familias con capacidad de crédito puedan acceder a recursos hipotecarios mas amplios y competitivos para el financiamiento de vivienda; y la de apoyo gubernamental a los sectores mas desprotegidos que no son candidatos a obtener un crédito.

Esto ha traído, para bien, una reactivación de la construcción de vivienda y por ende un gran impulso al desarrollo social, ya que como es bien sabido, el sector de la construcción reactiva la economía en todos los niveles en forma directa e indirecta también. El desarrollo de vivienda en el país ha empujado tanto en los últimos años que los esquemas de participación del sector público como el privado se han tenido que apegar a la dinámica social con un enfoque más complejo.

I.1.2. Dinámica Social.

Esta dinámica social se palpa de manera mas sensible en los aspectos relacionados con las **variables demográficas** como son el índice de fecundidad, la esperanza de vida y las tasas de crecimiento entre otras. La dinámica demográfica en México se desaceleró gradualmente desde mediados de la década de los setenta, al pasar de una tasa de crecimiento de 3.5 a 1.4 por ciento anual durante el presente año, pero la población ha seguido aumentando, entre 1980 y el 2000 creció de 66.8 millones a 97.4 millones de habitantes, lo que representó un incremento de 30.6 millones de habitantes en ese periodo.

De este aumento en la población se tiene que la población residente en las entidades federativas con grado de muy bajo, bajo y medio de marginación, aumentó alrededor de 21.9 millones de personas, mientras que aquella establecida en los estados con grado alto y muy alto de marginación se incrementó en 8.7 millones. En concreto existen 199,369 comunidades registradas en México, estas comunidades van desde las más pequeñas de 49 personas hasta las mas grandes con más de un millón. La gente que vive en comunidades con más de 5,000 habitantes es considerada población urbana. El 69% de la población vive en 1,461 comunidades con mas de 50,000 habitantes. Finalmente, hay 30 grandes centros urbanos con más de 500,000 habitantes.

En esta dinámica poblacional se reconocen mayores necesidades habitacionales, servicios básicos –agua potable, drenaje, energía eléctrica y espacios adecuados donde las familias puedan establecer su hogar y su residencia.

También se han producido importantes transformaciones en la **estructura por edad** que ha implicado un estrechamiento de la base de la pirámide de población y el desplazamiento de generaciones numerosas hacia las edades centrales. Por ejemplo la media de la edad en México es de 22 años; las localidades con medias inferiores son: Chiapas con 19, Guerrero con 19 y Oaxaca con 20; mientras las medias más altas son: el Distrito Federal con 27, Nuevo León 24 y Tamaulipas con 24 años.

Entonces pues la **fuerza laboral** que mueve al país es de 34.1 millones de personas. De este gran total de la fuerza de trabajo, 23.4 millones son hombres y 10.7 millones

son mujeres. El 59.5% de los hombres que trabajan y el 55.3% de las mujeres que trabajan son mayores de 25 años.

Las categorías de empleo predominantes son: manufactura (19%), comercio y vendedores (16.6%), agricultura (15.8%), servicios generales (8.8%), construcción (7.9%), educación (5.5%) y hoteles y restaurantes (4.6%). Hay 34.8 millones de personas de 12 años y más, que no integran la fuerza laboral. De ellos, 9.2 millones son estudiantes, 16.3 millones son personas del hogar, 1.1 millones son retirados, 0.3 millones son discapacitados, y 7.8 millones están desocupados.

Otro de los factores determinantes en la dinámica demográfica de las ciudades es la **migración**, la principal fuerza que dominó el crecimiento de las ciudades en la década pasada estuvo regida por este factor, pues la gente abandonó las zonas rurales para buscar trabajo en las ciudades. El efecto neto de la migración en México ha redundado en la expansión de las principales ciudades a tasas muy grandes, a pesar de que las tres grandes ciudades: Ciudad de México, Guadalajara y Monterrey han reducido su porcentaje de crecimiento, en términos absolutos siguen siendo superiores al resto de las ciudades del país. El crecimiento poblacional se ha desplazado a otras ciudades donde las oportunidades de trabajo se han incrementado, principalmente en las industrias de turismo y exportación. Las ciudades que atraen la fuerza laboral se encuentran localizadas principalmente en las costas (Cancún, Ixtapa, Acapulco, Puerto Vallarta, Los Cabos). El crecimiento industrial se está dando principalmente en las ciudades medianas del Norte y del Bajío (Tijuana, Mexicali, Cd. Juárez, Nuevo Laredo, Hermosillo, Aguascalientes, San Luis Potosí, Querétaro y León entre otras).

Por tanto al aterrizar estos datos en el problema que hoy nos ocupa se puede ver que la presión de vivienda se origina principalmente en la formación de nuevos hogares asociados con el matrimonio y la unión consensual, así como en la división de los hogares que deriva en la ruptura de las uniones. La información disponible indica que en promedio las parejas forman un hogar independiente a los 25 años (los hombres a los 27 años y las mujeres a los 23 años), que es superior a la edad media del país (22 años), se prevé que esta edad promedio aumente en los años a medida que se eleven los niveles educativos de la población y se amplíen las capacidades, libertades y oportunidades de las personas. De ahí que los compradores de casas generalmente se encuentran ubicados en un rango de edad de entre los 25 y los 50 años, ya que estos son los años de máxima producción y corresponden con la formación de hogares. Por otro lado el rentar una casa resulta en estos días complicado, aunque es una práctica todavía común, solamente el 13% del inventario total de vivienda está disponible. Como consecuencia, los compradores que adquieren una vivienda por primera vez, tienden a ser más jóvenes que en otras partes del mundo, por lo que una persona está en posibilidad de pagar hasta dos hipotecas completas de 20 años antes de retirarse.

Pero ante esta dinámica demográfica nos tenemos que enfrentar a una realidad desafortunada en el sector, el **rezago habitacional**. Al precisar en qué consiste el rezago habitacional se deben tomar en cuenta tanto el déficit de vivienda nueva, como los requerimientos de mejoramiento habitacional derivado de tres aspectos: la que necesita sustituirse; la que requiere ampliarse; y la que necesita repararse para cumplir

su función básica social de integración y protección familiar, así como la económica de generar patrimonio.

Respecto al déficit de vivienda, en el 2000, se estima que 756 mil hogares en todo el país no tienen una casa independiente donde vivir, por lo que cada uno de esos hogares, actualmente hacinados, requiere de una vivienda nueva. Adicionalmente, 1 millón 55 mil casas existentes necesitan ser sustituidas, debido a que han llegado al término de su vida útil y resulta más caro repararlas que edificar un número semejante de viviendas nuevas.

La debilidad del rezago habitacional se encuentra en los 2 millones 42 mil viviendas que, en todo el país, requieren rehabilitación y/o ampliación, y en las 438 mil casas que deben repararse para evitar que su deterioro las convierta en habitación inadecuada. En suma, el rezago de 4 millones 291 mil unidades se divide en 1 millón 811 mil unidades nuevas, y en 2 millones 480 mil unidades que requieren rehabilitarse, mantenerse o ampliarse.

Como parte de esta dinámica poblacional y como resultado de la formación de nuevos hogares y el deterioro natural del inventario de vivienda se incorpora a nuestro estudio la cuantía de la ***necesidad de vivienda***.

Las necesidades de vivienda expresan la cantidad de habitaciones requeridas que cumplen al menos, con los preceptos mínimos para que todos los habitantes del país alcancen este bienestar esencial. Este concepto debe diferenciarse del de demanda, el cual corresponde a la cantidad de vivienda que la población puede comprar o rentar a un precio o alquiler determinado. De acuerdo con esta orientación, la política habitacional requiere atender el arribo de aquellos jóvenes en edad de formar un hogar independiente, así como evitar que el inventario habitacional se continúe deteriorando.

En el marco de la demografía actual, deben mantenerse las tendencias, se estima que para el año 2010 habrá en el país alrededor de 30 millones de hogares, lo que se reflejará en una demanda anual promedio de 731 mil 584 unidades nuevas para cubrir estas necesidades de crecimiento. Del mismo modo, si consideramos el año 2030, se estima que habrá 128.9 millones de mexicanos en 45 millones de hogares. Por lo que el incremento habitacional en 30 años deberá ser de 23 millones de unidades. Lo anterior representa la necesidad de edificar desde ahora un promedio de 766 mil viviendas anuales.

Para evitar el deterioro en el inventario habitacional, se requiere dar mantenimiento a las viviendas que actualmente están catalogadas como adecuadas y como regulares, para evitar que pasen a formar parte del rezago habitacional, se estima que para los próximos 10 años se requieren un promedio de 398 mil 162 acciones de mejoramiento; por lo que en conjunto la necesidad de vivienda hoy es de 731,584 unidades nuevas y 398,162 acciones de mejoramiento que suman 1 millón 129 mil 746 acciones.

Las familias mexicanas gastan gran parte de su ingreso en comida, dejando una pequeña parte de su presupuesto para lo demás. Las familias necesitan hacer serios

ajustes a sus estilos de vida para poder ahorrar, pagar una hipoteca o cualquier tipo de préstamo.

Para vincular las necesidades de vivienda con los recursos de los habitantes y determinar el tipo de demanda habitacional que se tendrá en los próximos años, se muestra entonces datos estadísticos que relacionan las necesidades de vivienda con la distribución nacional de la población ocupada y de los hogares por su *nivel de ingreso*, vea Tabla 1.1.

Años Grupos de Ingresos	1990			2000		
	Población	%	Acumulado	Población	%	Acumulado
No Recibe Ingresos	1.900.126	7,2	7,2	2.817.566	8	8
Menos de 1 S.M.	4.518.090	19,3	26,5	4.154.778	12	21
De 1 hasta 2 S.M.	8.588.579	36,7	63,2	10.228.834	30	51
Mas de 2 hasta menos de 3 S.M.	3.542.069	15,1	78,3	5.951.328	18	69
De 3 hasta 5 S.M.	2.283.543	9,8	88,1	4.743.205	14	83
Mas de 5 S.M.	1.780.769	7,6	95,7	3.998.828	12	95
No especificados	1.000.237	4,3	100	1.835.671	5	100
Total	23.403.413	100		33.730.210	100	

Fuente: XI YXII Censo General de Población y Vivienda 1990 y 2000, INEGI.

Tabla 1.1. Distribución de la población ocupada según ingreso por trabajo, 1990-2000.

Se puede ver en la tabla anterior que a pesar de que se ha dado un proceso de movilidad ocupacional y salarial importante en el país, casi un 70 por ciento de la población ocupada se mantiene con ingresos menores a 3 salarios mínimos (23 millones 152 mil 506) y continúa sin tener el suficiente poder adquisitivo para acceder a una vivienda en el mercado habitacional con sus propios medios, o a través de crédito bancario, ya que difícilmente se les considera sujeto de crédito hipotecario. Asimismo, este grupo, que representa el 68.6 por ciento de la población ocupada, estadísticamente, constituye el segmento de mayor demanda de vivienda. Entonces para cubrir la demanda de 731 mil 584 unidades se requiere producir un 68.6 por ciento que son 500 mil unidades que se destinarían para satisfacer la necesidad de la población con ingresos menores a los 3 salarios mínimos. Mientras que el 82.7 por ciento de la producción de vivienda debe dirigirse a los estratos de la población con ingresos menores a 5 salarios mínimos.

Si analizamos la distribución de los hogares por el nivel de ingreso, el 7.9 por ciento recibe ingresos menores a 1 salario mínimo y un 33 por ciento adicional reciben menos de 3 salarios mínimos. Si efectuamos el mismo cálculo para la demanda de 731 mil 584 unidades, utilizando la distribución de ingreso por hogares, resulta que aquellos con ingresos menores a 5 salarios mínimos demandarían el 63.3 por ciento de vivienda nueva construida anualmente, estos datos se presentan de manera puntual en la Tabla 1.2.

Grupos de Ingresos	Hogares	%	Acumulado
Menos de 1 S.M.	1.757.128	7,9	7,9
De 1 hasta 2 S.M.	3.864.725	17,4	25,3
Mas de 2 hasta menos de 3 S.M.	3.478.839	15,6	40,9
De 3 hasta 5 S.M.	4.993.674	22,4	63,3
Mas de 5 hasta 10 S.M.	4.929.544	22,1	85,4
Mas de 10 S.M.	3.214.252	14,4	99,8
No especificados	30.754	0,2	100
Total	22.268.916	100	

Fuente: XII Censo General de Población y Vivienda 2000, ajustado con la Encuesta de Ingreso Gasto de los Hogares, 2000 INEGI.

Tabla 1.2. Distribución de los hogares según grupos de ingresos, 2000.

El criterio común que se usa para el análisis de mercado para definir los perfiles con base en los ingresos es la comparación del consumidor de clase media de los países industrializados. Esto se hace, por lo general, para evaluar la capacidad de compra de ciertos tipos de productos de consumo. Es fundamental establecer bases para similitudes basado en la actividad del individuo, en lugar de considerar sólo los ingresos en dólares o capacidad de compra. Cuando se define por la actividad en lugar del ingreso neto, la clase media tiene objetivos similares que los trabajadores en otras partes del mundo, aunque la paga no sea ni siquiera comparable; no obstante obreros calificados, personal de nivel medio de oficinas privadas y de servicio público; y pequeños comerciantes; tienen niveles de ingresos que van desde los US\$3000 a los 15000 por año. Este grupo quiere comprar una casa, un auto, mandar a sus a la universidad, y esperan que sus hijos tengan mejor vida a través de la educación y el trabajo duro.

México tiene una enorme proporción de su población empleada fuera de los establecimientos de negocios como autoempleados "micro" gente de negocios. La complejidad de la legislación fiscal y el sistema de negocios hace difícil y costoso para este grupo estar dentro del marco legal. Este fenómeno de la "Economía Informal" que se estima incluye a más del 57% de la fuerza de trabajo. Este grupo trabaja con efectivo y esporádicamente usa los sistemas financieros. Ese es otro reto para el gobierno de federal y locales, el incorporar al mercado formal a toda esta fuerza de trabajo.

Este análisis arroja como resultado una *estimación estadística del tipo de vivienda* asignada por grupos de ingresos, para la asignación del tipo de vivienda, se han idealizado cinco categorías: Básica (Mínima), Social, Económica, Media, Media Alta (Residencial), Residencial (Residencial Plus), y que según el nivel de ingresos se asigna como se muestra a continuación:

Segmento de Mercado	Rango de edad	Ingreso anual USD ('000)	Precio casa USD ('000)
Básica o Mínima Autoconstrucción por familias autoempleadas y/o trabajadores asalariados de bajo nivel.	25-40	<US\$4,000	<US\$10,000
Social Comprada con un crédito de FOVI o Infonavit Trabajadores de fábricas, contadores, Secretarías, etc.	25-35	US\$2.5 - \$8,000	US\$10 - 22,000
Económica Perfil similar al de Social pero incluye profesionistas jóvenes, recién casados, primeros compradores de casa.	30-45	US\$8 - \$17,000	US\$22 - \$40,000
Media Comprada o construida en un terreno propio Gerente de nivel medio, vendedor, gerente bancario, contador. Primeros compradores.	25-40	US\$17 - \$40,000	US\$40 - \$100,000
Media Alta o Residencial Comprada o construida. Gerente de nivel alto, empresario joven. Segunda casa.	30-45	US\$40 - \$80,000	US\$100 - \$220,000
Residencial o Residencial Plus Generalmente autoconstruida en fraccionamiento de lujo. Ejecutivos de alto nivel o empresarios mayores. Segunda o tercera casa	35-55	>US\$60,000	>US\$220,000

Tabla 1.3. Estimación Estadística según nivel de ingreso.

Con base en la distribución del ingreso de la población ocupada, la demanda anual de vivienda requiere un 72.5 por ciento de viviendas de tipo básico para quienes ganan hasta 3 salarios mínimos y un 14.9 por ciento de viviendas de tipo social para la población con ingresos entre 3 y menos de 5 salarios mínimos. Así mismo para la producción de vivienda de tipo económica, para la población ocupada con ingresos de 5 a 10 salarios mínimos requiere orientar el 8.5 por ciento de la oferta habitacional; y la población ocupada con ingresos mayores a 10 salarios mínimos demanda el 4.1 por ciento hacia aquellas viviendas del tipo medio, media alta y residencial. Tabla 1.4.

Por otra parte, según el enfoque de nivel de ingreso por hogares, las necesidades cambian a 40.9 por ciento de la vivienda básica de hasta 30 metros cuadrados, 22.5 por ciento vivienda social de hasta 45 metros cuadrados, 22.2 por ciento de vivienda económica y 14.4 de vivienda media, alta y residencial. Véase Tabla 1.5.

Tipo de Vivienda	Población ocupada	%	Promedio de construcción m2
Básica	2,448,5035	72,5	hasta 30
Social	5,016,197	14,9	de 31 a 45
Económica	2,856,932	8,5	de 46 a 55
Media			de 56 a 100
Media Alta	1,372,046	4,1	de 101 a 200
Residencial			mas de 200
Total	33,730,210	100	

Fuente: Dirección General de Política y Fomento a la Vivienda, SEDESOL.

Tabla 1.4. Tipo de vivienda según promedio de construcción y distribución por ingreso de la población ocupada.

Tipo de Vivienda	Hogares	%	Promedio de construcción m2
Básica	9.113.278	40,9	hasta 30
Social	5.000.580	22,5	de 31 a 45
Económica	4.936.361	22,2	de 46 a 55
Media	3.218.697	14,4	de 56 a 100
Media Alta			de 101 a 200
Residencial			mas de 200
Total	22.268.916	100	

Fuente: Dirección General de Política y Fomento a la Vivienda, SEDESOL.

Tabla1.5. Tipo de vivienda según promedio de construcción y la distribución por ingreso de los hogares.

Si aplicamos la distribución de ingreso por población ocupada y consideramos el promedio anual de las necesidades de vivienda de 730 mil viviendas nuevas y 398 mil mejoramientos, se puede estimar que aquella población ocupada que gana hasta tres salarios mínimos requerirá al año 531 mil viviendas nuevas y 289 mil mejoramientos al inventarios existente, lo que representa tres cuartas partes de la necesidad de vivienda anual del país. Considerando el nivel de ingresos, estos requerimientos pueden cubrirse con vivienda del tipo básica. Aplicando el mismo enfoque de población ocupada, las viviendas de tipo media, media alta y residencial, que atienden a la población con ingresos mayores a 10 salarios mínimos, serán solo del orden de las 29 mil viviendas nuevas y 16 mil mejoramientos. Ver Tabla 1.6.

Tipo de Vivienda	% Población ocupada	Distribución por ingreso		Total
		Nueva	Mejoramientos	
Básica	72,50	531.063	289.029	820.092
Social	14,90	108.797	59.213	168.010
Económica	8,50	61.965	33.724	95.689
Media	4,10	29.759	16.196	45.955
Media Alta				
Residencial				
Total	100,00	731.584	398.162	1.129.746

Fuente: Dirección General de Política y Fomento a la Vivienda, SEDESOL.

Tabla1.6. Demanda de vivienda con base en la distribución de ingreso por población ocupada

Ahora, si utilizamos la distribución de ingresos por hogares, la necesidad de vivienda básica disminuye considerablemente, siendo de 299 mil viviendas nuevas; mientras que el mercado para la vivienda se torna más dinámico, al superar las 162 mil viviendas nuevas y más de 88 mil mejoramientos.

Segmento	% Población ocupada	Nueva	Mejoramientos	Total
Sector Primario	16,30	119.367	64.965	184.332
Sector Secundario	28,70	209.834	114.201	324.035
Sector Terciario	55,00	402.383	218.996	621.379
Total	100,00	731.584	398.162	1.129.746

Fuente: Dirección General de Política y Fomento a la Vivienda, SEDESOL.

Tabla 1.7. Demanda de vivienda con base en la población ocupada por sector productivo.

Según la perspectiva de los sectores productivos, se observa que la población ocupada en el sector terciario de la economía del país (18.5 millones de personas) requerirá anualmente, durante los próximos diez años, poco más de la mitad de toda la necesidad habitacional, 402 mil viviendas nuevas y 219 mil mejoramientos; el sector agrícola requerirá solo una de cada seis viviendas nuevas y el sector industrial requerirá 210 mil viviendas nuevas y 114 mil mejoramientos. Ver Tabla 7.

1.1.3. Sistemas y Esquemas Financieros de Vivienda.

La **industria financiera de vivienda** en México está enfocada en ofrecer a los consumidores hipotecas de largo plazo para comprar una casa. La madurez típica de estas hipotecas es de 20 a 30 años. Las hipotecas de interés social son adecuadas a los ingresos del deudor. Por esta razón son más resistentes a golpes económicos e inciertos que otro tipo de préstamo bancario. Aún los préstamos del Infonavit tienen provisiones que permiten a los deudores un periodo de gracia que puede exceder un año si el deudor pierde su trabajo.

El Sistema Financiero de Vivienda Mexicano ha sido diseñado para comprar unidades nuevas. Conseguir financiamiento para unidades existentes ha sido complicado y costoso, sumando a esto que es difícil asumir un préstamo.

Los **principales proveedores de fondos** en el mercado hipotecario mexicano son: 5% obligatorio de depósitos de pensión a través de Infonavit (para empleados de empresas privadas) y FOVISSSTE (para empleados gubernamentales y maestros); Préstamos del Banco Mundial, Fondo Monetario Internacional y el presupuesto Federal manejado por FOVI; depósitos bancarios; líneas de crédito de inversionistas internacionales; y un naciente mercado de títulos hipotecarios.

FOVI distribuye su dinero a través de Bancos y Sofoles (Sofoles: Sociedades Financieras de Objeto Limitado). Ellos califican, originan, asignan, y otorgan los

préstamos Infonavit y FOVISSSTE captan los depósitos de pensiones, originan préstamos y los cobran directamente. Los bancos fondean originan y cobran por cuenta propia en su sistema de sucursales. Después del Infonavit, hoy las Sofoles son los principales proveedores de hipotecas.

Las casas nuevas construidas y vendidas por desarrolladores siempre tienen una hipoteca empaquetada. La principal alternativa es FOVI (a través de una Sofol) o préstamo del Infonavit. El desarrollador asiste en el proceso de originación, pero el fondeo y la aprobación depende del Infonavit o, la Sofol o el banco correspondiente.

Los precios de las viviendas con créditos de interés social son generalmente referenciadas en múltiplos de salarios mínimos de la Ciudad de México, o en UDIS unidades de inversión. Cuando un salario mínimo (SM) es mencionado, se refiere a esta cantidad que es aproximadamente US\$150/mes; la UDI es aproximadamente P\$3.00/UDI o 3UDI/US Dólar.

La **estructura del mercado hipotecario** está compuesta por tres participantes fundamentales, cada uno con diferentes requerimientos y expectativas, en cuanto estos se balancean el mercado será funcional. Dichos participantes son:

- ⊕ Proveedor de fondos.
- ⊕ Intermediario Financiero
- ⊕ Deudor

Los proveedores de fondos requieren certeza de que sus recursos invertidos serán regresados con un cierto beneficio. El benéfico puede ser almacenamiento seguro (como una cuenta de cheques) o pago de intereses (como una hipoteca o un pagaré), así como también requieren la medida de su riesgo a la hora de invertir. Actualmente en México, los principales proveedores de fondos para vivienda son el Banco Mundial, o el Fondo Monetario Internacional y el Gobierno (a través de FOVI) y trabajadores (a través de los programas del Infonavit y FOVISSSTE).

Los intermediarios financieros son, en esencia, administradores de riesgo, ya que su función es cargar una tarifa entre el costo de los fondos y la tasa de los préstamos a los consumidores. Generalmente estos están interesados en obtener los precios más altos o tarifas de servicio con el menor riesgo posible para el dinero que obtienen de los Proveedores de Fondos. Actualmente el Intermediario Financiero para préstamos de casas son las Sofoles y el Infonavit. En México en el mercado hipotecario en este momento hay tres tipos de intermediarios financieros; el primero son aquellos que colectan los depósitos en un fondo y luego lo prestan, principalmente Infonavit y FOVISSSTE. El segundo grupo incluye a los bancos que captan y prestan sus depósitos. El tercer grupo y el más activo son las Sofoles quienes reciben préstamos de terceros, FOVI, prestadores internacionales, títulos hipotecarios y préstamos.

Los deudores están interesados en dos cosas: poder realizar los pagos de sus préstamos y conocer las condiciones. Estas variables tienen que ser entendidas y aceptadas, las tasas de interés u otras variables son irrelevantes. Algunos sostienen que es necesario tener capital positivo, sin embargo, en comparación con otras

alternativas, mientras el pago de la hipoteca es menor a lo que corresponde una renta, los compradores preferirán continuar pagando su hipoteca. Además, en algunas hipotecas existe una cláusula que perdona cualquier saldo insoluto al final de la hipoteca. De esta manera, si se acumula capital negativo aún hay un incentivo de pagar el préstamo.

Los actores de este mercado interactúan cada uno con sus muy particulares condiciones y características, para generar los productos financieros que a continuación se describen:

Hipoteca tradicional o autoamortizable. En una hipoteca tradicional, los proveedores de fondos fijan una tasa y un plazo fijo para recibir el pago de su dinero. El intermediario Financiero define su margen, basado en los costos de los fondos, costos operacionales, riesgos y requerimientos de retornos de capital. El deudor acepta el préstamo con una tasa fija, plazo fijo, y lo más importante con pagos fijos. Si los intereses tienen una tasa variable este tipo de préstamo es conocido como hipoteca autoamortizable a tasa variable.

Préstamos de economía inflacionaria. Para poder entender esta modalidad de préstamo es necesario saber que las tasas de interés incluyen tanto un componente inflacionario para mantener el poder de compra del capital, y una tasa real de apreciación. En un préstamo tradicional, cuando las tasas inflacionarias exceden el 10% el componente inflacionario del pago es tan grande, que los deudores pagan el saldo ajustado con inflación muy rápido. Además, los requerimientos de ingresos no mantienen relación entre los montos de los préstamos. Por estas razones es necesario separar la inflación y las tasas reales de intereses.

Préstamos ajustados con inflación. La primera aproximación al remover la inflación de los préstamos es ajustar cada mes el principal con la inflación. Después carga un interés a ese capital ajustado a la inflación. Si la tasa de interés real es constante cada mes los pagos se ajustan por la tasa de inflación. Si la tasa real es variable, los pagos mensuales se ajustan por la inflación más la cantidad que varíe la tasa real cada mes. El plazo es fijo y el pago absorbe todas las variaciones en la economía. En economías inflacionarias hay variaciones en tasas real de 10 a 20% de mes a mes.

Este tipo de préstamo tiene sus desventajas; la primera es encontrar un Proveedor de Fondos que desee recibir su rentabilidad de esta forma; la segunda es que los valores de las casas deben apreciarse a la tasa de amortización del capital ajustado a la inflación. Con un 10% de enganche y un programa de pagos a 20 años, los primeros 3 años son críticos. La tercer desventaja es que, mientras el ingreso sigue a la inflación, no se ajusta cada mes con esta o las variables económicas. Un programa de pagos con variaciones mensuales tiende a incrementar las tasas de morosidad.

Préstamos en UDI's. Este es el tipo de préstamo más común en América Latina. Esta unidad se ajusta diariamente y se puede usar para poner precio a las inversiones y préstamos. Los préstamos se ofrecen a una tasa en UDI mas un margen. En términos de UDI's las amortizaciones hechas a capital mensualmente y los pagos realizados en

UDI's pueden ser fijos, pero el valor del peso y el pago en pesos varía de tal forma que los consumidores no confían o comprenden.

Hipoteca de Doble Índice (HDI). Una mejora al préstamo ajustado a la inflación es la Hipoteca de Doble Índice; este producto liga el capital del préstamo a una variable financiera (como Certificados de Depósito o CETES), y liga el pago a un índice de salario. Ciertamente estos dos índices no están exactamente ligados; en este tipo de préstamo, mientras que el plazo máximo es fijo, el vencimiento exacto del préstamo puede oscilar dentro de un margen. Esto permite que el préstamo absorba variaciones en las condiciones económicas conforme el varía el poder de compra del acreditado, también permite al Intermediario Financiero y al Proveedor de Fondos maximizar su rentabilidad, ya que es posible administrar y operar este producto para obtener la rentabilidad más elevada en todo momento.

Las desventajas de este producto son similares a las de los Préstamos Ajustados a la Inflación con una excepción crucial: el programa de pagos está ligado a la capacidad del acreditado, esto reduce el riesgo de que haya incapacidad de pagar. Este es el tipo de hipoteca que ofrece FOVI a través de las Sofoles, y que bien administrada, tienen las tasas de morosidad más bajas en el sector financiero. Para evitar la variabilidad en el plazo del repago de una HDI tradicional, FOVI diseñó un producto donde el tomador de crédito contrata un crédito a tasa fija en UDI (Unidades de Inversión) y paga en múltiplos de salario mínimo. Adicionalmente el acreditado paga un seguro mensual de descalce UDI-salario que se llama "swap". Si los salarios se rezagan respecto de la inflación, la póliza paga la diferencia, si los salarios suben arriba de la inflación, la póliza se llena. Este mecanismo hace que los préstamos de FOVI tengan tasas estables de repago y sean vendibles a inversionistas. FOVI empezó a ofrecer este producto en el 2000.

Una vez conocidos los tipos de productos financieros para comprar vivienda que actualmente se ofrecen en el mercado, conozcamos ahora a quienes aplican estos programas y sus mecanismos de operación.

FOVI.

Es un fideicomiso patrocinado por el Gobierno Federal para proporcionar hipotecas disponibles a familias que ganan de 2 a 15 Salarios Mínimos. FOVI reside y está gobernado por el Banco de México., actualmente obtiene su fondeo de este último, el Presupuesto Federal Mexicano y de su propio portafolio; FOVI no tiene operación de menudeo, la originación crediticia, servicio, cobranza y manejo son contratadas con bancos y Sofoles.

FOVI nominalmente, tiene tres tipos de productos hipotecarios:

- ⊕ Préstamos de construcción para desarrolladores.
- ⊕ Hipotecas para compradores de casas individuales.
- ⊕ Hipotecas para compra de unidades rentadas.

El primer producto se ofrece a los desarrolladores para la construcción de casas individuales. El segundo producto se ofrece a compradores individuales y el último a inversionistas. Todos los productos FOVI son vendidos a través de intermediarios financieros. FOVI fondea a las Sofoles o Bancos quienes prestan a su vez el dinero a los deudores que califican. FOVI otorga préstamos para construcción y préstamos individuales.

Debido a una alza en las tasas de préstamos para la construcción FOVI modificó su sistema de operación en julio de 2001 y a continuación se presenta en forma condensada la operación de FOVI bajo el viejo y el nuevo sistema.

El **viejo esquema de operación** funcionaba de la siguiente forma:

- ⊕ El desarrollador se acerca al Banco/Sofol para aprobación técnica.
- ⊕ El desarrollador obtiene la carta de intención del Banco/Sofol.
- ⊕ El desarrollador subasta fondos de FOVI en una licitación en sobre cerrado.
- ⊕ El desarrollador obtiene financiamiento para la construcción (Banco, Sofol u otro). FOVI ofrece créditos puente de construcción.
- ⊕ El desarrollador encuentra comprador/acreditado potencial.
- ⊕ El Banco/Sofol evalúa la solvencia del prestatario.
- ⊕ Contra entrega de la unidad el Banco/Sofol paga al desarrollador el precio de la unidad, menos enganche, menos la subasta de FOVI.
- ⊕ El Banco/Sofol obtiene el pago de financiamiento para el préstamo de FOVI.
- ⊕ El Banco/Sofol da servicio al préstamo.
- ⊕ El desarrollador ya no tiene responsabilidad a largo plazo (sólo la garantía de la construcción).

La principal ventaja de este esquema de funcionamiento era que las Sofoles competían en base a la calidad de los servicios contra las Tarifas cargadas por sus servicios; los desarrolladores determinan el número de créditos que requieren; los créditos estaban garantizados al final del proceso; no había posibilidad de jugar con las hipotecas comprometidas con los desarrolladores y los préstamos para la construcción eran ofrecidos a tasas de mercado y la revolvencia de recursos era de 18 meses o menos.

Por otra parte la desventaja de este esquema fue que los desarrolladores podían vender sus casas con crédito Infonavit y FOVI tenía dificultades de planeación para los fondos usados.

Con el **nuevo esquema de operación** se tiene que la principal diferencia entre los dos sistemas de FOVI es que, en lugar de que el desarrollador solicite los recursos, la Sofol hace la solicitud. Como las Sofoles solicitan, las subastas son por líneas de créditos en lugar de fondos para proyectos específicos.

Ahora hay dos subastas separadas en lugar de una; la primer subasta es para préstamos para construcción y la segunda para préstamos individuales. En el nuevo sistema a quien se transfiere el riesgo es a la Sofol, si el dinero no es usado en ambos casos la Sofol paga una multa. Los préstamos para la construcción no aseguran

automáticamente que habrá préstamos individuales, cuando los proyectos terminen. Las sofoles y el desarrollador podrían compartir el riesgo de que no habrá créditos individuales al término. Para reducir el riesgo las sofoles tratan de ligar sus inventarios de créditos con proyectos específicos.

El ***Nuevo Sistema de Préstamos de Construcción*** y subastas para la reserva de préstamos individuales la Sofol opera de la siguiente manera:

Pujas de tasa. Bajo el nuevo sistema, la Sofol puja por la sobretasa que pagará arriba de la tasa FOVI). La Sofol puede prestar el dinero a la tasa que el mercado le permita.

Máximo Financiado. Anteriormente todas las Sofoles podían préstamos de construcción con dinero de FOVI hasta el 65% del valor de venta de las casas. Bajo el nuevo sistema, las Sofoles con calificación de riesgo de crédito Promedio Alto pueden prestar hasta 65% y las demás solo el 60% del valor de venta.

Comisión de Originación FOVI. FOVI cobra a las Sofoles tarifas de originación pagaderas cuando es ganada la puja, de 35 puntos base.

Tiempo Límite. Si la Sofol no usa al menos el 70% del dinero comprometido en 24 meses pagará una multa equivalente al 2% de los fondos no usados. Es posible que se obtengan 6 meses de extensión con una sobretasa de 100 puntos base adicionales.

Líneas semi-asignadas. Para obtener una línea de construcción, el desarrollador tiene que "poner un pedido" con una Sofol. La Sofol solo puede pujar si el proyecto está registrado. La Sofol también puede pujar para líneas no asignadas. Hasta que las asigne puede decidir que proyecto fondea.

Periodicidad. Para evitar la especulación, subastan se llevarán a cabo cada 15 días.

El sistema de reserva de préstamos individuales funciona de la siguiente forma:

Subasta de créditos. Bajo el nuevo sistema, las Sofoles pujan para reservar recursos de créditos individuales de FOVI, la puja se paga cuando se gana la subasta. Los fondos no están asignados a un proyecto en específico, estos se convierten en líneas de crédito hipotecarias las cuales pueden ser utilizadas a discreción de la Sofol.

Tiempo máximo. Si al menos el 90% de la línea de crédito no es usada en 24 meses, la Sofol pagará el 2% como multa de los fondos no utilizados, o pagará un monto equivalente al promedio de la última subasta para poder tener una extensión de seis meses.

Tipos de hipotecas. El nuevo sistema substituye la nomenclatura de FOVI a A y B y define a dos tipos de hipotecas: **Prosavi:** hasta 55,000 UDI. Máximo del 90% del crédito. Subsidio al frente de hasta US\$7,500. **Profivi:** hasta 156,000 UDI, pero el máximo préstamo fondeado por FOVI es de 88,000 UDI. La Sofol puede adicionar 17,000 UDI como un préstamo adicional. Máximo 90% de crédito.

El nuevo sistema de FOVI da el control a las Sofoles sobre la red desarrollador-cliente y que como ventajas ofrece por ejemplo: como la construcción y los préstamos no están ligados uno con otro, y FOVI controla la disponibilidad, ha transferido un riesgo potencial a su canal de distribución; otra ventaja es que las Sofoles no controlan el proceso de los desarrolladores, y estos pueden sobreestimar el tamaño del mercado. Esto es mitigado por el proceso de autorizar las hipotecas de los desarrolladores que ponen pedidos en firme por crédito. De otra manera pondrían pedidos de crédito en diferentes Sofoles y solo firmarían con una, se afirman pedidos solo con proyectos que tienen un proyecto ejecutivo, y el mismo proyecto no se puede utilizar para dos subastas.

Por otro lado FOVI introdujo un mecanismo en donde los préstamos se originan en UDI pero se pagan en múltiplos del salario mínimo, para evitar el desfase entre el UDI y el salario mínimo, el acreditado paga una prima mensual de seguro del 11%. Esta garantiza que el pago en UDI se haga, este sistema se diseñó para permitir que los préstamos fueran vendibles como títulos hipotecarios en el mercado de valores mientras que al mismo tiempo se reduce el riesgo de un golpe inflacionario o rezago de ingresos contra la inflación.

El programa FOVI PROSAVI/PEC fue diseñado para promover créditos a los segmentos más vulnerables del mercado, este programa es llamado Prosavi (Programa de subsidio a la vivienda), que también es conocido como PEC (Programa Especial de Crédito).

Producto	Precio superior en UDI	Referencia	Enganche	Subsidio	Pago inicial* (ps./1000)	Precio Pesos
Prosavi	55.000	UDI	3 - 10%	a 25,000 UDI	\$12,5	\$165,000
Profivi	156.000	UDI	10%		\$12,5	\$468,000
Medio **	350.000	UDI	10 - 20%		\$12,5	\$1,050,000

* Pago inicial por millar tomado de crédito

** Se tiene que especificar ante FOVI si ofrece fondeo y garantías o solo garantías .

Tabla 1.8. Comparativo entre programas y subsidios de vivienda.

Este programa ofrece subsidio directo y al frente para compradores de casas hasta con un valor de 55,000 UDI (aproximadamente \$201,000). Los clientes deben entre 1.5 a 6.0 SM, el mercado objeto incluye a personas que no tienen ingresos fijos. La calificación y la aprobación del crédito está definido por la disciplina y disponibilidad en el ahorro. Los clientes reciben un subsidio por parte del Gobierno Federal de hasta 25,000 UDI. El subsidio está en función del precio de la casa, pagos e ingreso. Decece conforme aumentan los ingresos de 0 a 6 SM.

El comprador realiza su enganche en función del ingreso que percibe y del precio de la casa. Obtiene un préstamo de FOVI, a tasa de mercado por el saldo, los factores del mercado y las tasas son iguales a las de los demás productos FOVI. El préstamo es originado y atendido como cualquier otro producto FOVI. Ver Tabla 1.9.

Tabla 1.9. Préstamos FOVI, condiciones y términos generales.

Tipo de préstamo:	UDI a tasa y plazo fijos
Monto del Préstamo:	80% - 90% del precio (más de 5-8% de gastos de escrituración. Para productos en renta los montos máximos son del 65%, pero estos productos se ofertan escasamente.
Tasa:	UDI + 12,5 puntos
Comisión de apertura:	4% determinado por el banco o Sofol hipotecaria (financiable)
Plazo:	Hasta 30 años.
Pago inicial:	12 a 13/1000 de préstamo (incluye swap UDI-Salario Mínimo)
Pago/Ingreso:	25%
Pago ajustado:	Igual al de la variación en el salario. Si el salario mínimo se rezaga con respecto a la inflación, el pago incluye un seguro para el poder de compra, llamado "swap".
Operación:	Sofoles ó bancos, el deudor paga en la sucursal.
Garantías:	Plazo (30años). Deudor (hasta 50% con HTV>80%, hasta 100% con productos Prosavi).

Infonavit.

El Infonavit es el administrador del fondo de vivienda de los trabajadores. Es una combinación del fondo de vivienda y plan de pensiones, 5% de los salarios son manejados en este fondo por el Infonavit. Las hipotecas son solicitadas y pagadas con el dinero que hay en la subcuenta de vivienda individuales, los pagos se deducen del 25% del ingreso del trabajador mas el 5% de aportaciones del mismo.

Esta institución paso de ser un desarrollador a un órgano financiero, dicho cambio se manifiesta fundamentalmente en que los acreditados pueden escoger la casa que habitarán y los contratistas se convierten en desarrolladores de vivienda que corren el riesgo del mercado al iniciar un proyecto. Véase Tabla 10.

Los préstamos Infonavit fueron diseñados para proporcionar casa más grande posible al acreditado, basándose más en objetivos cualitativos que en lógica financiera. Como consecuencia, los pagos del acreditado raramente pagaban todo el monto del préstamo., además la deducción del salario para pagar un préstamo era la misma sin importar la cantidad prestada. Una reforma al artículo 43 a la ley del Infonavit hace posible a los trabajadores aplicar los depósitos bimestrales a su cuenta de vivienda al pago de una hipoteca con otra institución.

Línea 1	Infonavit ofrece fondos hipotecarios para cierta ubicación. El desarrollador licita para fondos para construcción y el Instituto garantiza hipotecas. El desarrollador debe encontrar clientes. El producto más barato dentro de las especificaciones gana la subasta.
Línea 2	Casa terminada (nueva o existente). El comprador selecciona la casa y aplica para un préstamo del Infonavit.
Paquete Línea 2	Modalidad de línea 2. El desarrollador califica un proyecto con el Infonavit para garantizar hipoteca para los compradores. El desarrollador encuentra y califica compradores. El desarrollador escoge el sitio y toma el riesgo del mercado.
Línea 3	Hipoteca para un individuo para construir en su propia tierra.
Línea 4	Remodelar casa existente.
Línea 5	Liquidación de deuda.

Tabla 1.10. Modalidades de operación Infonavit.

FOVISSSTE, SEDESOL, FONHAPO Y BANOBRAS.

FOVISSSTE. Muy similar a Infonavit, pero para el sector burocrático y maestros; FOVISSSTE ha sido manejado como parte del sistema de seguridad social para empleados gubernamentales, y reporta dentro de la estructura del gobierno en el sector salud.

SEDESOL. La Secretaría de Desarrollo Social, ofrece su producto llamado VIVAH; este programa de enfoque estatal es una mezcla de subsidios de tierra y materiales de construcción que genera casas a familias que califican en sus ahorros y que perciben menos de dos salarios mínimos.

FONHAPO y Otros. Otros recursos de vivienda pertenecen al FONHAPO y a los Institutos Estatales de Vivienda; estos organismos utilizan ingresos fiscales y presupuestos locales. El producto que ellos fondean y el tamaño de los préstamos individuales dependen de la disponibilidad de los recursos.

BANOBRAS. Nominalmente este es un banco de desarrollo que fondea infraestructura. En ocasiones fondea proyectos de vivienda. Han autorizado líneas de crédito para Sofoles para fondear construcción de casas para clientes de Infonavit.

BANCOS

Los nuevos programas hipotecarios bancarios se concentran mayormente en préstamos individuales, aunque hay algunos para construcción. Ver Tabla 1.12.

Tipo de préstamo:	Contato por un cierto número de salarios mínimos. Esto se pagará a la tasa de salario mínimo en curso más intereses, y amortizando conforme se pague el préstamo.
Préstamo a valor:	Hasta 100% del precio (ahorros en cuenta de pensión aplican como enganche). Por lo general el acreditado no aporta dinero al cierre. Sin embargo, el cliente puede depositar en una cuenta para obtener más puntos.
Tasa:	S.M. + 4 u 8 puntos (depende del ingreso)
Apertura	5%
Plazo:	30 años máximo o los años que resten para los 65 años.
Pago Inicial:	\$6/1000 prestados
Ingreso/Pago:	25% del ingreso bruto de los prestatarios más contribución del 5% del empleado en el fondo. El acreditado puede solicitar pago en salarios mínimos fijo.
Pago ajustado:	Con salario mínimo o cuando el acreditado tenga una variación en el salario.
Garantías:	Infonavit (cofinanciado con un pago si es posible)
Operación:	El empleado paga 25% + 5 % de deducción estándar.
Montos de préstamo:	Precio máximo de la casa y préstamo es 300 SM (US\$30,000). Si el esposo y la esposa trabajan y solo uno tiene los puntos que se requieren pueden agregar 75% del crédito del otro al monto del préstamo. Aunque el monto máximo es de 350SM operativamente el instituto ha fijado un tope de 150 a 180 SM.

Tabla 1.11. Características de los préstamos Infonavit.

SOCIEDAD HIPOTECARIA FEDERAL

De acuerdo con la política de desarrollo social plasmada en el Programa Nacional de Desarrollo 2001-2006, debe conjuntarse el esfuerzo de los sectores público, privado y social para ampliar la cobertura y mejorar la calidad de la vivienda. Derivado de lo anterior, el Programa sectorial de la vivienda 2001-2006, tiene por objeto las condiciones para que las familias, tanto en las zonas urbanas, disfruten de viviendas dignas, con espacios y servicios adecuados, calidad en su construcción y seguridad jurídica de sus viviendas.

Al respecto, con fecha 3 de abril de 2001, el Ejecutivo Federal envió a la Cámara de Diputados una iniciativa de ley para construir una entidad financiera que promueva, mediante el otorgamiento de créditos y garantías, la construcción y adquisición de viviendas de interés social, así como la bursatilización de carteras hipotecarias generadas por intermediarios financieros. Como resultado de lo anterior, el día 11 de octubre de 2001 se publicó en el Diario Oficial de la Federación el Decreto donde el Congreso de la Unión expide la Ley Orgánica de Sociedad Hipotecaria Federal, reglamentaria del quinto párrafo del artículo 4 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos.

De acuerdo con esta ley, la Sociedad Hipotecaria Federal, Sociedad Nacional de Crédito, Institución de Banca de Desarrollo tiene por objetivo impulsar el desarrollo de los mercados primario y secundario de crédito a la vivienda, mediante el otorgamiento de garantías destinadas a la construcción, adquisición y mejora de la vivienda, preferentemente de interés social; al incremento de la capacidad productiva y del desarrollo tecnológico relacionados con la vivienda, así como a los financiamientos relacionados con el equipamiento de conjuntos habitacionales. Es importante mencionar

que la Sociedad Hipotecaria Federal opera con intermediarios financieros que pueden ser instituciones de banca múltiple, instituciones de seguros, sociedades financieras de objeto limitado y fideicomisos de fomento económico que cuenten con una garantía del Gobierno Federal.

Préstamos para Construcción	Aprobación técnica Préstamos financiados como avances de construcción Pago sobre unidades o cuando el plazo expire.
Hipotecarios Individuales	
Tasa hipotecaria Típica	Tasa base + 6 puntos, UDI + 10-15% ó tasa fija
Tipos de Hipoteca	Tasa variable topada con pago fijo de 3-5 años Préstamo en UDI sobre saldos insolutos
Plazo Típico	10 - 15 años
Préstamo/Garantía	Actualmente 60 - 70%
Capacidad de Pago:	25 - 30% de ingresos mensual neto
Pagos Mensuales Iniciales	Ps\$15 a Ps\$18/1000 prestados
Pagos ajustados	Mensual con tasa real o Cuando el Salario Mínimo se incrementa o Fijos de 3 - 5 años
Cobranza	En sucursales bancarias

Tabla 1.12. Operación SHF.

La SHF ofrece a los intermediarios financieros mencionados anteriormente créditos a través del registro de proyecto ejecutivo y solicitud de crédito de hasta 300 viviendas y por un importe que no sobrepase el anual autorizado por la SHCP a la SHF de créditos destinados a largo plazo para individuos que adquieran vivienda o para inversionistas que adquieran vivienda para arrendar, los intermediarios financieros que obtengan créditos a su vez, los asignarán a promotores o en su caso a individuos sobre créditos individuales y los registrarán en la SHF.

Los créditos individuales que se otorgan a los intermediarios financieros y éstos a su vez a sus acreditados se darán considerando las siguientes condiciones financieras:

Valor máximo de la vivienda: hasta 250,000 udis; mas de 250,000 hasta 350,000 udis y más de 350,000 udis hasta 500,000 udis. El apoyo máximo de crédito para la adquisición y para renta con opción de compra será del 90%, 85% y 80% respectivamente y para vivienda en renta del 70%. El plazo máximo de amortización de los créditos será de 60, 120, 180, 240 o 300 mensualidades a elección de los intermediarios financieros y estarán dirigidos a la población cuyo ingreso mensual, el pago de la mensualidad represente como máximo el 25%. Los créditos cubrirán mensualmente una tasa real de interés anual fija durante el plazo del crédito, compuesta por la tasa que mensualmente da a conocer la SHF con tres meses de anticipación y que será un promedio móvil de tres meses de las emisiones de largo plazo anteriores, usadas para fondear los créditos; por las comisiones en margen de la SHF; y por el margen del intermediario financiero los cuales podrán cobrar libremente y que se integra por comisiones por la originación y la administración de créditos a tasa real, los intermediarios financieros cobrarán al acreditado, excepto cuando el valor de la

vivienda sea superior a 350,000 udis, una comisión del 5% del importe del pago mensual, por la garantía que cubre la diferencia entre el pago en salarios mínimos de éste último y el pago en udis de la hipoteca, lo que garantiza que el acreditado final mensualmente efectúe un pago fijo en salario mínimo mensual del Distrito Federal.

La Sociedad Hipotecaria Federal garantizará a los acreedores de los créditos otorgados, la primera pérdida por el 25% de los saldos insolutos de los créditos y por el 100% en el caso de programas que tengan subsidio federal al frente. Las comisiones anuales sobre el saldo por la garantía, de acuerdo con la proporción del crédito respecto al valor de la vivienda (aforo), las dará a conocer la SHF y se pagarán mensualmente incluyéndolas en el pago mensual del acreditado. En los casos de los créditos otorgados de conformidad con lo dispuesto en el art 43 BIS de la Ley del Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores, la comisión disminuirá en 30%.

De igual manera, la SHF ofrece la garantía de pago oportuno a los intermediarios financieros para la construcción de las viviendas que consiste en garantizar al prestatario o inversionista el pago puntual de los intereses y capital de los importes que estos invierten o prestan a los intermediarios financieros para que su vez otorguen créditos para la construcción de viviendas cuyo proyecto ejecutivo haya sido registrado en la SHF y que cumpla con las condiciones establecidas por ella.

SOFOLÉS Compañías Hipotecarias.

Las Sofoles son el sector más dinámico del mercado de vivienda en México. Estas crecieron en 1995 de cero a 91% en ese mismo año originando, escriturando y sirviendo a 133,158 créditos en ese periodo. Con requerimientos iniciales de capital por US\$3 millones por Sofol, el capital total de la industria ha crecido a casi US\$300 millones repartidas en 14 Sofoles hipotecarias. Desde sus inicios se han concentrado en originación y servicio de productos FOVI.

Las Sofoles son entidades financieras que tienen un objeto específico, también se les conoce como "bancos no-bancos". Su existencia es un resultado de las negociaciones del TLC.

Las Sofoles tienen poca regulación directa, pero están regulados, supervisados y limitados por sus acreedores. Las Sofoles pueden obtener recursos de las siguientes alternativas:

- ⊕ Emisión de capital
- ⊕ Líneas de crédito
- ⊕ Papel comercial
- ⊕ Depósitos (autorizados aún no implementados)

Actualmente las nuevas condiciones de crédito con Apoyo INFONAVIT en Sofoles fueron autorizadas por la Sociedad Hipotecaria Federal, en los créditos en UDÍ's, los derechohabientes sólo aportarán el 5% del valor del inmueble, para los préstamos en pesos el enganche se reduce de 15 a 10%. Así mismo la Asociación Nacional del

Notario Mexicano se comprometió a reducir sus tarifas de escrituración cuando la escritura sea adquirida con apoyo INFONAVIT. Los notarios cobrarán \$349.00 pesos (8 días de salario mínimo) mas el 1% del monto del valor de la vivienda. Véase Tabla 1.13.

Rango de valor de la vivienda	Anterior		Actual	
	\$400,000	\$829,350	\$400,000	\$829,350
Gastos relacionados con enganche, honorario de Notario y Avalúo (no incluye Impuestos y derechos)	\$59,228	\$113,008	\$25,849	\$51,610
% de gastos con relación al precio de la vivienda	14.81 %	13,63%	6,46%	6,20%

Tabla 1.13. Créditos apoyo Infonavit con Sofoles

Apoyo Infonavit permite a los derechohabientes de mayores ingresos relativos acceder a un crédito de Bancos y SOFOLES en condiciones preferenciales, para adquirir una vivienda con un valor de hasta 829 mil 350 pesos (625 VSM). El saldo acumulado en la subcuenta de vivienda sirve como garantía en caso de que el trabajador pierda su empleo, en tanto que las aportaciones patronales del 5% pueden destinarse a disminuir el ingreso requerido por el trabajador para acceder a la misma vivienda o bien a pago de capital. Las reducciones mencionadas antes permiten disminuir el ingreso requerido en 12%, como se aprecia en la Tabla 1.14.

Valor de la vivienda Cifras en pesos	Producto sin apoyo Infonavit Ingreso requerido en VSM	Producto SHF-APOYO INFONAVIT Ingreso requerido en VSM
\$150.000	5	4,4
\$200.000	6,7	5,9
\$250.000	8,4	7,4
\$300.000	10,1	8,9
\$400.000	13,4	11,8
\$500.000	16,8	14,8
\$600.000	20,1	17,7
\$700.000	23,5	20,7
\$800.000	26,8	23,6

Tabla 1.14. Comparativo del valor de vivienda con y sin apoyo de la SHF

Como beneficio implícito bajo este esquema es que permite reducir hasta en un 42% el plazo de amortización de su crédito y hasta 28% los intereses que tendrá que cubrir, dependiendo de su ingreso y monto de préstamo ejercido.

La Asociación Mexicana de Sociedades Financieras de Objeto Limitado (AMSOFOL) agrupa a las siguientes sociedades:

- ⊕ **Fincasa Hipotecaria**
- ⊕ **Su casita**
- ⊕ **Crédito Inmobiliario**
- ⊕ **Hipotecaria Nacional**
- ⊕ **Operaciones Hipotecarias**
- ⊕ **Comercial América**

- ⊕ **Patrimonio**
- ⊕ **Metrofinanciera**
- ⊕ **General Hipotecaria**
- ⊕ **Terras Hipotecaria**
- ⊕ **Hipotecaria Vanguardia**
- ⊕ **Hipotecaria México**
- ⊕ **Crédito y Casa**

Todas las Sociedades anteriores ponen a disposición del público en general las características del crédito que venden en la Internet y a continuación se pone de ejemplo el crédito de **Hipotecaria Su Casita**:

- Valor de la vivienda: Desde 150 mil pesos hasta 1 millón 100 mil aproximadamente.
- Enganche mínimo: Desde el 10% y hasta el 20%, dependiendo del valor de la vivienda.
- Plazo: De 5, 10, 15, 20 y 25 años, dependiendo de la edad del solicitante
- Pagos: Al año 12 pagos de manera mensual.
- Anticipos a Capital: Se aceptan anticipos por cualquier cantidad, mismos que se aplicarán al capital sin penalización alguna.
- Liquidación anticipada: No existe penalización por liquidación anticipada.
- Pagos variables: 100% del valor del Salario Mínimo Mensual del Distrito Federal (SMMDF). El ajuste se aplica al mes siguiente en que entra en vigencia la modificación al Salario Mínimo.
- Pagos fijos: Los pagos mensuales no tienen modificación durante la vida del crédito.

Ya que hemos conocido las variables económicas y demográficas que intervienen en la generación de vivienda en nuestro país, conscientes también de las necesidades que tenemos en este rubro y los programas e instituciones que son depositarias de la gran responsabilidad de brindar los medios para que las familias mexicanas cuenten con una vivienda digna veamos ahora **los insumos y la oferta de suelo** disponibles para que el desarrollo de vivienda se de como se necesita y como se tiene proyectado.

En lo que se refiere a los **materiales de construcción** utilizados en la edificación de viviendas, el sector se ha visto fortalecido por la tendencia de utilizar un mayor volumen de materiales duraderos y sólidos en reemplazo de los provisionales, pues estos últimos conllevan mayores problemas de durabilidad, higiene y mantenimiento. Así pues, mientras que en 1980, el 77 por ciento de las viviendas del país tenían muros de tabique, ladrillo, block o piedra, en el año 2000, el 89 por ciento de ellas presentan estas características. En lo que respecta a las viviendas con techos de concreto o ladrillo, y de las viviendas con piso de material firme ha aumentado de 44 a 64 por ciento y del 72 al 86 por ciento respectivamente en el mismo periodo.

Características	1980	1990	2000
Vivienda particular habitada	12.074.609	16.035.233	21.513.235
Paredes (Material Sólido)	9.347.003	7.079.612	19.104.042
Techos (Material Sólido)	5.314.387	5.454.553	13.737.973
Pisos (Material Sólido)	8.643.153	5.454	18.543.038
Paredes (Material Sólido)	77,40%	84,10%	88,80%
Techos (Material Sólido)	44,00%	51,40%	63,90%
Pisos (Material Sólido)	71,60%	80,50%	86,20%

1/ Material Sólido incluye tabique, ladrillo, block, piedra, cantera, cemento y adobe.

2/ Material Sólido incluye losa de concreto, tabique, ladrillo y terrado con viguería

3/ Material Sólido incluye cemento, firme mosaico, madera y otros recubrimientos

Fuente: X, XI y XII Censo General de Población y Vivienda 1980, 1990 y 2000, INEGI.

Tabla 1.15. Materiales predominantes en la vivienda, 1980 – 2000.

El **suelo** con infraestructura y servicios donde construir representa el principal insumo de vivienda, el problema en torno al suelo urbano es que su oferta ha sido insuficiente e inadecuada para el volumen actual de demanda; la expansión de las ciudades se ha dado, en buena medida, por medio de la invasión de terrenos de origen ejidal y, en menor grado, de terrenos de propiedad privada y del patrimonio inmobiliario de los tres órdenes de gobierno, que muchas veces son inapropiadas para el uso urbano debido a sus características fisiográficas.

Dos factores determinantes de los altos costos del suelo urbano han sido el acaparamiento de predios y la especulación inmobiliaria. Además, los ejidos continúan siendo los principales suministradores de tierra para el crecimiento urbano y no se ha conseguido establecer un procedimiento de oferta de suelo que, de manera constante, permita la generación ordenada y legal de suelo urbano en las ciudades.

Programas como el PISO han tratado de abordar esta problemática incorporando de forma ordenada y dentro de la legalidad superficie ociosa al desarrollo urbano. En su aplicación ha contribuido entre otras cosas a la reducción de la ocupación irregular del suelo y propiciar mejores condiciones de participación en la oferta de suelo para programas de desarrollo urbano y vivienda.

Entre las debilidades en materia de suelo se tiene el ciclo invasión-regularización que ha superado las posibilidades de planificación y la creación de nuevas reservas territoriales; de manera paralela, no se han logrado aprovechar los predios urbanos baldíos ya que cuentan con el equipamiento y la infraestructura necesarios para asegurar su vocación habitacional, ni tampoco generar un esquema proactivo y continuo de conversión de suelo ejidal en suelo urbano, cuando así esté previsto por los planes o programas correspondientes.

Otra debilidad es la falta de identificación y de aseguramiento de suelo suficiente y accesible para uso habitacional en el ámbito local, así como la poca certeza jurídica en la tenencia de la tierra y el ritmo poco dinámico de los procesos de desincorporación de terrenos del patrimonio federal y del régimen de la propiedad ejidal. La oferta de tierra

para la edificación habitacional influye significativamente sobre la oferta de vivienda, este hecho ha sido y es un gran obstáculo para el desarrollo del sector, ya que la insuficiente oferta inmobiliaria a precios competitivos, se convierte en una causa directa de la ocupación irregular de la tierra. Esta a su vez genera una extensión urbana incontrolada hacia zonas de alto riesgo o de protección ambiental, cuya urbanización y dotación de servicios implican costos muy elevados y, con frecuencia, daños ecológicos irreversibles.

Bajo este contexto los gobiernos locales y el gobierno federal por medio de sus secretarías hacen un recuento y asignación de los territorios que pueden ser marcados como reserva para el desarrollo urbano dicho conteo es dado a conocer para cada entidad y municipio al cierre en una fecha determinada con el siguiente formato:

ESTADO			
LOCALIDAD	UBICACIÓN	SUPERFICIE TOTAL	VALOR DE
Nombre del predio		EN m ²	VENTA (\$)

O bien cuando por parte de los particulares se tiene en la mira un predio en especial que esté baldío o no, se evalúa su factibilidad para ser incorporado a los objetivos del proyecto de la mano con los del desarrollo urbano del municipio y entidad federativa a que pertenece, tal es el caso del proyecto: Conjunto Residencial "Aragón" ubicado en la Colonia D.M. Nacional, Delegación Álvaro Obregón, Distrito Federal.

I.2. Características generales del proyecto.

Este proyecto contempla la construcción de 2,220 viviendas de interés social en un área de desplante general de 27,039.27 m² en 5 niveles (P.B. y 4 niveles), un área libre de construcción de 36,556.91 m² con una superficie total de construcción de 133,135.16 m² en tres prototipos de vivienda: 1,976 viviendas correspondientes al Prototipo "A" con una superficie de 60.28 m², cada uno; 104 viviendas correspondientes al Prototipo "B" con una superficie de 56.18m cada uno y 140 viviendas correspondientes al tipo "C" con una superficie de 60.31 m², cada uno. El conjunto de edificios comprenderá una altura máxima de 16.38 metros sobre el nivel de banquetta en 5 niveles.

CONCEPTO	SUPERFICIE	%	NORMA
	(m ²)		26
Superficie del predio total:	101,554.085		
Superficie del predio a ocupar:	63,596.18	100	
Desglose de áreas del predio:			
Superficie de Desplante	27,039.27	42,52	75%
superficie libre de construcción	36,556.91	57,48	25%
Libre Permeable	18,593.35		
Áreas Verdes	11,733.08		
Áreas de Adopasto	6,860.27		
Libre no Permeable	17,963.56		

Área de Andadores	143.16		
Área vialidad	6,460.61		
Área banquetas	4,970.23		
Área cisternas y estacionamiento	1,770.55		
Patios	4,619.01		
Superficie Total Construída	133,135.16		
Superficie de Construcción para el uso a ocupar (habitacional)	132,802.72		
Superficie de Servicios	332.44		

CONCEPTO	SUPERFICIE (m ²)	%	NORMA 26
Desglose de superficies solicitadas por nivel:			
Planta Baja	26,892.984		
Planta Tipo Nivel 1	26,560.544		
Planta Tipo Nivel 2	26,560.544		
Planta Tipo Nivel 3	26,560.544		
Planta Tipo Nivel 4	26,560.544		
Superficie de Equipamiento Urbano:	2,137.10 m2	3.36%	3 al 10%
	NUMERO	%	NORMA 26
Cajones de estacionamiento proporcionados	739	100	444 (Incluyendo descuento por zona y por Primer Contorno Norma 26)
Chicos	208	28.15%	222
Grandes	501	71.85%	204
Discapacitados	30		18
Altura Máxima:	5 Niveles		6 Niveles

Tabla 1.16. Cuadro resumen de las características del proyecto.

I.3. Localización del proyecto.

El proyecto denominado "Geovillas de Aragón", se encuentra ubicado en la Calzada San Juan de Aragón No. 439, colonia D. M. Nacional, Delegación Gustavo A. Madero, C.P. 07450, se desarrolla sobre un predio total de 101,554.08 m², del cuál solo se ocuparán para el proyecto 63,596.18 m², para efectos de llevar a cabo la construcción de 2,220 viviendas de Interés Social Bajo Régimen en Condominio.

Bibliografía.

Infonavit.

Informe de Oferta de Vivienda
México, Enero 31 de 2004.

CONAPO

Programa Sectorial de Vivienda 2001-2006, Visión al 2025, Misión del Sector Vivienda.
México, 2005.

Instituto Nacional de Vivienda (INVI)

Programa de Vivienda del Distrito Federal
México D.F., 2001-2006.

Softec, S.C.

Mexican Housing Overview 2002.

©Derechos Reservados D.R. 1999, 2001. Softec, S.C.
México, 2002.

www.shf.gob.mx

*Servicios de Crédito y Garantías de
Sociedad Hipotecaria Federal.*

www.amsfol.mx

*Asociación Mexicana de Sociedades
Financieras de Objeto Limitado A.C.*

www.canadevi.org.mx

*Cámara Nacional de la Industria del
Desarrollo y Promoción de Vivienda
(Canadevi)*

www.infonavit.gob.mx

*Instituto del Fondo Nacional de
Vivienda para los Trabajadores.*

www.conafovi.gob.mx

*Comisión Nacional de Fomento a la
Vivienda.*

www.fonhapo.gob.mx

*FONHAPO, Fideicomiso Fondo Nacional
de Habitaciones Populares.*

www.fovi.gob.mx

*FOVI, Fondo de Operación y
Financiamiento Bancario a la Vivienda.*

www.shf.gob.mx

*Servicios de Crédito y Garantías de
Sociedad Hipotecaria Federal.*

Hipotecarias ligadas a SIF:

www.generalhipotecaria.com

www.sucasita.com.mx

www.patrimonio.com.mx

www.metrofinanciera.com

www.hipotecariavertice.com

www.hipotecariamexico.com

www.fincasa.com.mx

www.creditoycasa.com

www credito-inmobiliario.com.mx

www.hcasamex.com.mx

CAPITULO II. MECÁNICA DE SUELOS

II. Mecánica de Suelos

II.1 Caracterización geotécnica del lugar.

Con base en la última edición del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF-2004) y sus NTC- Sismo en su zonificación geotécnica de la Ciudad de México, el lugar de desarrollo de los trabajos se encuentra ubicado en la zona de lago o Zona IIIc y particularmente en lo que era conocido como subzona de Lago Centro I, CI, muy cerca de la subzona de Lago Virgen, LV, ahora IIIId; la zona de estudio se caracteriza por tener grandes espesores de arcilla blanda de alta compresibilidad, y cubierta una costra superficial endurecida de espesor variable. Esta zona de Lago IIIId corresponde a la zona no colonial de la Ciudad, y que comenzó a desarrollarse urbanamente a principios del siglo pasado, por lo que se le considera como sujeto a sobrecargas generadas por construcciones medianas y pequeñas.

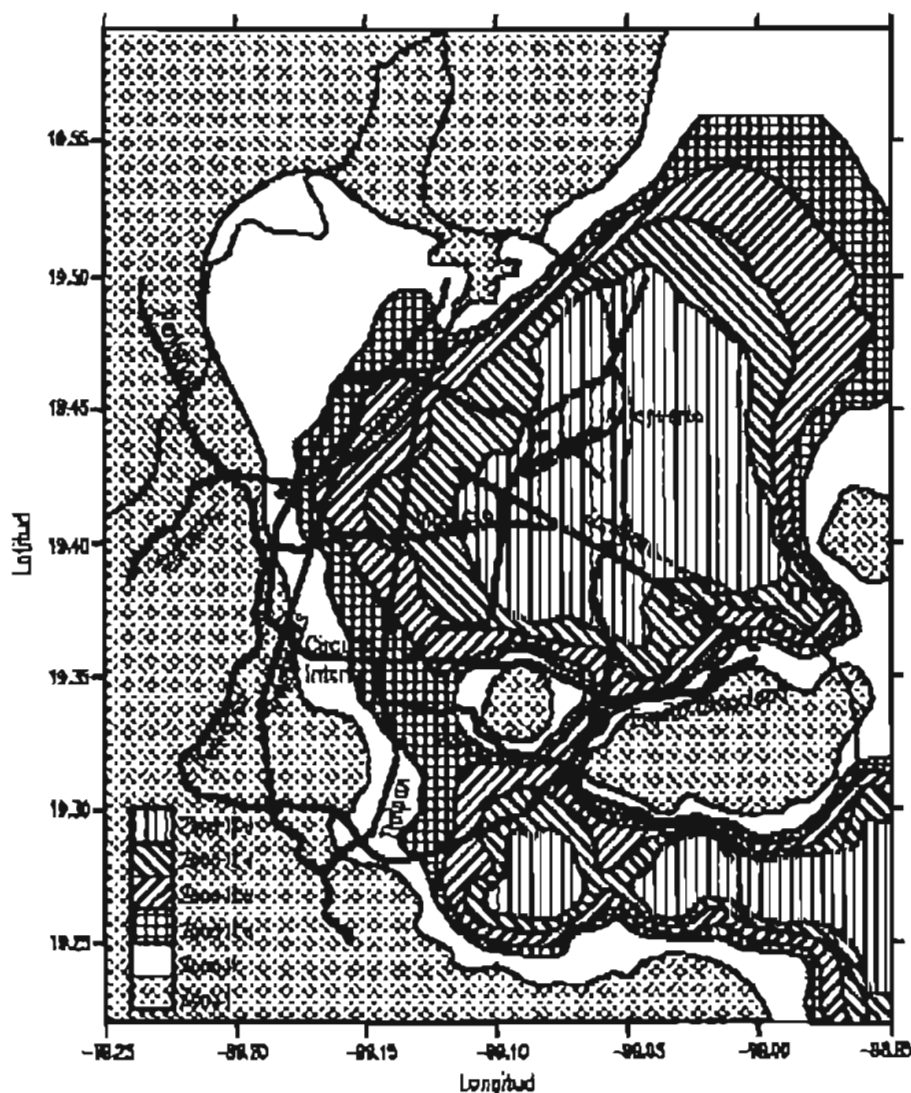


Fig 2.1. Zonificación Geotécnica del Distrito Federal.

En lo que respecta a su historial de carga inmediato anterior en el predio existieron construcciones de un nivel y naves industriales muy antiguas, que ocupan

aproximadamente un 40% de la superficie del terreno, y en el resto de la superficie se alojan vialidades y áreas verdes, las instalaciones mencionadas arriba funcionaron en su momento como una fabrica de muebles desde 1964.

II.1.1. Sondeos.

Para la exploración geotécnica del lugar se llevaron a cabo cuatro tipos de exploración: la primera y básica de todo proyecto que se conoce como Sondeo Mixto (penetrómetro estandar, tubo Shelby y Pozos a Cielo Abierto), también, Cono Eléctrico y una clasificación visual y al tacto mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). A continuación se abre un breve paréntesis que resume cada uno de los tipos de exploración geotécnica mencionados.

Sondeo Mixto.

Penetración Estándar. Este sondeo se hace por medio de un muestreador denominado penetrómetro que es un tubo dividido por el centro de su circunferencia a todo lo largo y que generalmente se le llama de media caña para facilitar la extracción de la muestra contenida en una membrana plástica. El sondeo consiste en primero enroscar el penetrómetro en la tubería de perforación haciéndolo penetrar en el suelo a golpes dados por un martinete que debe pesar 63.5 kg y que cae desde una altura de 76 cm, se cuenta el número de golpes necesarios para hacer penetrar el muestreador 30 cm, hasta llegar a una profundidad de 60 cm para su extracción y remoción del suelo que está dentro del tubo, en particular los 30 cm centrales de la muestra. Para evitar que las muestras se contaminen con caídos dentro del pozo abierto por el muestreador se hace circular una preparación de agua y bentonita que reduce la posibilidad de desprendimiento de las paredes del pozo además de que se limpia el pozo en el fondo para continuar la exploración. La utilidad e importancia de este tipo de exploración radica en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio, para las muestras inalteradas obtenidas.

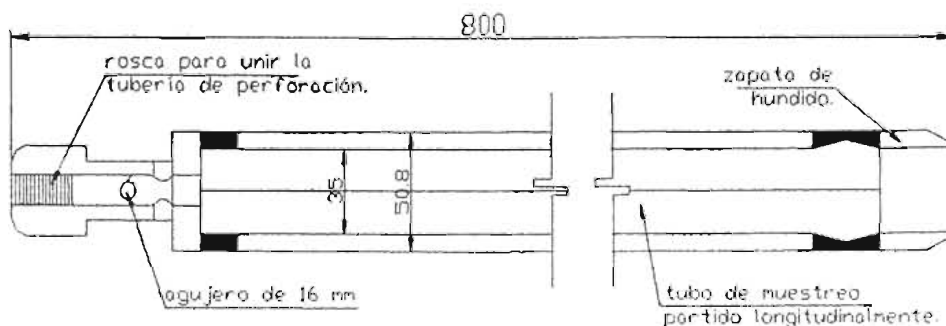


Fig.2.2. Penetrómetro estándar.

Tubo Shelby. Este tipo de muestreador es de los llamados de pared delgada y cuyo objetivo es el extraer una muestra lo menos alterada posible aunque es inminente un cambio en el suelo extraído, por ejemplo el cambio del régimen de esfuerzos a los que estaba sometido en su lugar de origen, en la práctica diaria se utiliza este tipo de muestreador en suelos muy blandos en donde con un número escaso de golpes o por

el mismo peso propio del penetrómetro se hinca en el suelo, en muchas ocasiones con suelos tan blandos también es común dejar que el material se adhiera perfectamente a las paredes del tubo para poder extraerlo, para la recuperación del material, después de llevar al laboratorio este se prepara cortándolo transversalmente y es sellado con cera en sus extremos anotando la obra, el número de sondeo y la profundidad de extracción de la muestra.

En el lugar de estudio se realizaron dos sondeos mixtos (SM-1 Y SM-2) hasta los 44.8 y 45.6 m de profundidad respectivamente.

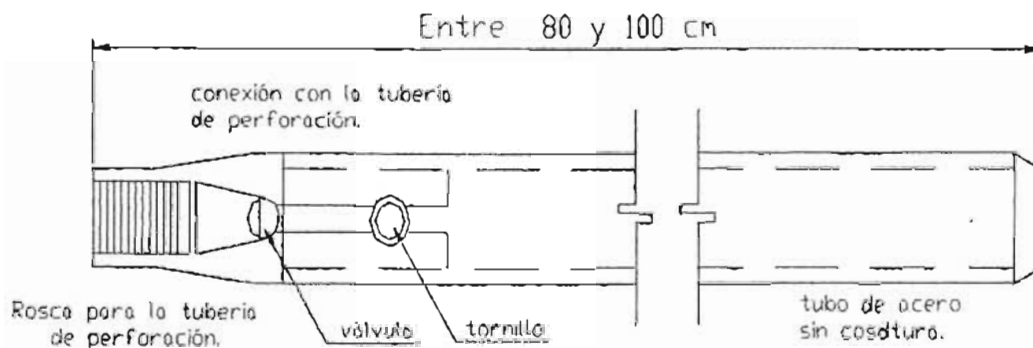


Fig. 2.3. Muestreador de pared delgada tipo Shelby.

Pozos a Cielo Abierto. Es uno de los métodos clásicos de la exploración superficial, los pozos pueden excavarse manualmente, pero en ocasiones las pequeñas excavadoras resultan ser más rápidas y económicas si están disponibles. En caso de que sea necesario que los hombres trabajen en el fondo de los pozos para obtener muestras de suelo, por ejemplo, será necesario colocar soportes a los lados de los pozos con una profundidad mayor a 1.2 m, por el riesgo de colapso. En suelos con soporte acuífero o permeables especialmente las arenas, surgen dificultades para excavar por debajo del NAF y la excavación del pozo podría resultar más cara que una perforación. Los Pozos proporcionan una visión clara de la estratificación de los suelos, de la presencia de lentes o bolsas de material más débil; facilitan la recuperación de muestras cortadas a mano, evitando la alteración. Son especialmente valiosos para investigar la naturaleza del material de relleno, ya que pueden identificarse capas de depósitos sueltos o material deteriorado.

En el predio de estudio se realizaron 6 pozos (PCA-1 a PCA-6) con una profundidad de 1.70 a 2.0 m y se excavaron manualmente, de los estratos representativos se obtuvieron muestras inalteradas para su clasificación.

Cono Eléctrico. Este tipo de sondeo consiste en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que ofrece el suelo. Dependiendo de la forma de hincar los conos en el suelo esta prueba se divide en estática y dinámica. En el primer tipo de

exploración el cono se hinca a presión con la ayuda de un tubo y un gato; en el segundo tipo el cono se hinca por medio de golpes dados por un martillo de 160 Kg .

En el lugar de estudio se realizaron nueve sondeos (SCE-1 a SCE-9) con cono eléctrico del tipo estático, el cono tenía un área proyectada de 10.46 cm^2 con 60° de ápice, estaba instrumentado con deformímetros eléctricos (strain-gages) con una sensibilidad de 2 Kg para medir la presión desarrollada en la punta cónica. El Cono se hincó a una velocidad de 10 cm/seg y se tomaban lecturas a cada 10 min.



Fig.2.4. Cono Eléctrico.

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). El sistema cubre los suelos gruesos y los finos distinguiéndolos por el cribado a través de la malla No.200; las partículas gruesas son mayores a dicha malla y las finas menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas y fino si sucede de forma similar.

Los **Suelos Gruesos** se simbolizan por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo.

- Gravas y suelos en que predominan éstas. Símbolo genérico G (gravel).
- Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico S (sand).

Las gravas y las arenas se separan con la malla No.4 , de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G si mas del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla No.200) no pasa la malla No.4 y es del grupo genérico S en caso contrario.

Las gravas y arenas se subdividen en cuatro tipos:

- Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (*well graded*) en combinación con los símbolos genéricos se obtienen los grupos *GW* y *SW*.
- Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (*poorly graded*). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos *GP* y *SP*.
- Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del sueco *mo* y *mjala*). En combinación con los símbolos genéricos da lugar a los grupos *GM* y *SM*.
- Material con cantidad significativa de finos plásticos. Símbolo C (*clay*). En combinación con los símbolos genéricos da lugar a los grupos *GC* y *SC*.

Para los **Suelos Finos** la simbología se maneja de forma similar a la de los gruesos:

- a) Limos Inorgánicos, de símbolo genérico *M* (*del sueco mo y mjala*).
- b) Arcillas Inorgánicas, de símbolo genérico *C* (*clay*).
- c) Limos y Arcillas Orgánicas, de símbolo genérico *O* (*organic*).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos. Si este es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra *L* (*low compressibility*), obteniéndose por esta combinación los grupos *ML*, *CL* y *OL*. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra *H* (*high compressibility*) teniéndose así los grupos *MH*, *CH* y *OH*. Esta parametrización de los suelos finos está en función de dos factores: el Índice Plástico (I_p) y del Límite Líquido (LL).

NIVEL FREÁTICO. Se detectó a una profundidad variable de 1.45 a 2.95 m, con respecto al nivel de terreno natural, sin embargo gracias a los distintos sondeos realizados a lo largo de la superficie del terreno se puede zonificar como en la región sur-oriente (sondeos SCE-1, SCE-3, SCE-4 y PCA-6) la profundidad promedio del NAF es de 2.85 m, en la parte sur-poniente (SCE-5, SCE-6, PCA-4 y PCA-5) y al nor-poniente (SCE-7, SCE-8, SCE-9, PCA-1 y PCA-2) el NAF promedio está en los 2.10 m de profundidad y para los subconjuntos de la zona centro poniente (SCE-2, SM-1 y PCA-3) el NAF promedio se localiza a 1.55 m de profundidad.

II.1.2. Pruebas de Laboratorio.

A las muestras obtenidas en los sondeos realizados en el predio en estudio se les realizaron las pruebas que a continuación se enlistan determinando su clasificación y composición para saber sus propiedades índice:

- Contenido natural de humedad
- Límites de Atterberg
- Por ciento de finos
- Peso volumétrico natural y seco
- Densidad de sólidos

Para las muestras "inalteradas" (muestras cúbicas y de Tubo Shelby)

- Compresión Triaxial Rápida UU
- Compresión Triaxial Consolidada Rápida CU
- Consolidación Unidimensional.

A continuación se presenta una breve descripción de las pruebas triaxiales:

TRIAxIAL NO CONSOLIDADA NO DRENADA (PRUEBA RÁPIDA, UU)

La primer etapa de la prueba comienza desde la obtención de la muestra, al momento que es labrada y preparada, en este momento se tiene que en la muestra los esfuerzos principales totales son iguales a cero ($\sigma_v=0$ y $\sigma_h=0$), la presión de poro es igual a la presión de poro residual (u_r) en el material, es decir, solo la ejercida por el agua dentro de la muestra de suelo y se sabe que el esfuerzo efectivo en el material es igual a la sustracción de los esfuerzos totales menos la presión de poro ($\sigma_{ef}=\sigma-u$) se tiene que el esfuerzo efectivo es igual al valor negativo de la presión de poro ($\sigma_{ef}=-u_r$) del material de prueba.

En la siguiente etapa de la prueba consiste en que una vez puesta la probeta en la cámara triaxial, se llena de agua y se aplica el esfuerzo de consolidación al no drenar la prueba; entonces los esfuerzos principales totales son iguales al esfuerzo de consolidación ($\sigma_v=\sigma_c$, $\sigma_h=\sigma_c$); se definen entonces los factores de participación (B para la primer etapa y D para la segunda) que indican cuanta carga es tomada por el agua en cada etapa de la prueba y se tiene que la presión de poro es igual al valor residual mas B veces el incremento de la presión de poro en el material ($u=u_r+B\Delta u$) y como se define que el incremento de la presión de poro es igual con la magnitud del esfuerzo de consolidación se tiene que $u=u_r+Bu_r$ y por lo tanto el esfuerzo efectivo del material se obtiene de nuevo de la sustracción del esfuerzo total y la presión de poro $\sigma_v=\sigma_c(1-B)-u_r$ y $\sigma_h=\sigma_c(1-B)-u_r$. Los factores de amplificación pueden tener los siguientes valores en función del grado de saturación del suelo:

- $B=0$ si tenemos un material Seco.
- $0 \leq B \leq 1$ si tenemos un material Parcialmente Saturado.
- $B=1$ si el suelo está Totalmente Saturada.

En la tercer etapa del experimento, la muestra sigue sin drenarse y se aplica un incremento del esfuerzo vertical $\Delta\sigma_v$ a lo que la magnitud de los esfuerzos principales efectivos queda como $\sigma_v=\sigma_c+\Delta\sigma_v$ y $\sigma_h=\sigma_c$; y la presión de poro tendrá el siguiente valor: $u=u_r+B\Delta\sigma_c+D\Delta\sigma_v$, a lo que el esfuerzo efectivo en las dos direcciones principales es:

- $\sigma_{ver}=\sigma_c(1-B)+\Delta\sigma_v(1-D)-u_r$
- $\sigma_{het}=\sigma_c(1-B)-D\Delta\sigma_v-u_r$

TRIAxIAL CONSOLIDAD NO DRENADA (PRUEBA CONSOLIDAD RÁPIDA, CU)

En la fase de extracción de la muestra los esfuerzos principales totales en el material de muestra son iguales con cero $\sigma_v=0$ y $\sigma_h=0$, y la presión de poro en las partículas de material es igual a la presión de poro residual, por lo tanto la magnitud de los esfuerzos principales efectivos es igual al valor negativo de la presión de poro residual: $\sigma_{ef}=\sigma-u_r=-u_r$.

Una vez montada la muestra en la cámara para la realización de la prueba, en la primer fase de esta se consolida el espécimen y se deja drenar la cámara teniéndose que los esfuerzos principales totales en el espécimen son iguales con el esfuerzo de consolidación $\sigma_v = \sigma_c$, $\sigma_h = \sigma_c$ y al ser drenado el líquido de la cámara la presión de poro es igual con cero; por lo tanto los esfuerzos principales efectivos del material por definición es igual al esfuerzo de consolidación: $\sigma_{vef} = \sigma_c$, $\sigma_{hef} = \sigma_c$.

En la última fase de la prueba se registra un incremento en el esfuerzo vertical de la muestra y se deja de drenar la cámara, a lo que los esfuerzos principales totales son iguales con $\sigma_v = \sigma_c + \Delta\sigma_v$ y $\sigma_h = \sigma_c$ y la presión de poro es igual con el incremento registrado afectado por el factor de amplificación $u = B\Delta\sigma_c$ y por lo tanto los esfuerzos principales efectivos son iguales con:

- $\sigma_{vef} = \sigma_c + \Delta\sigma_v(1-B)$
- $\sigma_{hef} = \sigma_c - B\Delta\sigma_v$

Una vez teniendo un panorama general acerca de la realización de las pruebas más significativas, los resultados de las descritas y de la pruebas solamente mencionadas los resultados se muestran en las gráficas anexas.

Una vez conocidos los resultados del laboratorio proseguiremos a la propuesta y revisión de la cimentación.

De acuerdo a los resultados obtenidos de los sondeos mixtos y los empleados con el sondeo por medio del cono eléctrico se define el siguiente perfil estratigráfico.

II.1.3. Perfil Estratigráfico

Costra Superficial. Se detecta de 2.65 a 3.50 m de profundidad, y superficialmente son rellenos con espesor variable de 0.30 a 0.50 m, compuesto por suelos heterogéneos con pedacería de tabique. Debajo se encuentran intercalaciones de arcilla arenosa, arena limosa y limo arenoso con resistencia al corte no drenada (C_u) variable entre 1.3 y 3.7 Ton/m².

Serie Arcillosa Superior. Definida entre 2.65 y 3.50 a 28.85 m, la cual es arcilla lacustre de alta plasticidad muy compresible, y su resistencia al corte no drenada varía de 1.55 a 4.85 Ton/m², aumentando con la profundidad; de 8.7 a 9.5 m de profundidad se detecta un lente de arena fina negra volcánica, de 40 cm de espesor, con resistencia a la penetración del cono de 9.5 kg/cm², y de 17.20 a 17.60 m se localiza un lente duro con espesor de 0.3 a 0.70 m, que puede ser una costra de secado solar constituido por arena pumítica (pómez) o vidrio volcánico (vitrolito) cuya resistencia del cono varía de 9.0 a 19 kg/cm². A 22.5 m de profundidad, se localiza otro lente duro de 20 cm de espesor, con una resistencia al cono de 15.0 a 2.3 kg/cm².

Capa Dura. Esta se encuentra de 28.85 a 30.0 m de profundidad y tiene un índice de resistencia a la penetración estándar de más de 25 golpes para penetrar los 30 cm

intermedios del penetrómetro y cuya resistencia a la penetración del cono varía de 30.0 a 130.0 kg/cm². Esta capa la compone un depósito heterogéneo en el que predomina material limo arenoso con un poco de arcilla unidos por una cementación variable.

Serie Arcillosa Inferior. Se presenta de 33.30 a 34.65 m, con una secuencia de estratos de arcilla preconsolidada; la resistencia a la penetración del cono varía de 13.0 a 162.0 kg/cm².

Depósitos Profundos. Se localizan de 40.50 a 43.65 m de profundidad y lo constituyen una serie de arenas limosas con gravas aluviales, cementadas con carbonato de calcio; la parte superior de este depósito, que es del orden de 8 m, está más endurecida y por debajo de ella los estratos están menos cementados.

II.2 Propuesta y Revisión de la Cimentación.

Este tipo de edificio en particular por necesidades propias del conjunto habitacional tiene que llevar un sótano que funcione como estacionamiento, es por eso que la cimentación propuesta en primer instancia será un **Cajón de Cimentación** que cumpla con la doble función de ser una estructura que soporte al edificio y la de alojar los automóviles de los condóminos.

De acuerdo con el proyecto arquitectónico la profundidad de desplante está propuesta con un valor de 2.6 m.

Para evaluar la viabilidad técnica del proyecto se deberá revisar siguiendo el orden que a continuación se enuncia:

- **Análisis de Capacidad de carga**
- **Revisión de los Estados Límite de Falla.**
 - *1er. Combinación de Carga*
 - *2da. Combinación de Carga*
- **Revisión de los Estados Límite de Servicio.**
 - *Asentamientos a Largo Plazo*

II.2.1 Análisis de Capacidad de carga.

La expresión general propuesta por Terzaghi para evaluar la capacidad de carga es:

$$q_u = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma \quad \dots (2.1)$$

Asumiendo que se trata de un suelo cohesivo, ($c \neq 0$ y $\Phi = 0$):

$$q_u = cN_c + \gamma_1 D_f \quad \dots (2.2)$$

utilizando la teoría de Skempton se tiene que el valor de N_c se obtiene a través de la relación D_f/B .

$$\frac{D_f}{B} = \frac{2.6}{27.14} = .095 \Rightarrow N_c \approx 5.25$$

$$q_u = cN_c + \gamma_1 D_f = (1.6 * 5.25) + (1.18 * 2.6) = 11.47 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

como tenemos el Nivel de Aguas Freáticas (NAF) por debajo de la profundidad de desplante analizaremos la capacidad de carga bajo la influencia del NAF. Donde ahora el peso volumétrico es $\gamma = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$ donde $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$.

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 1.60 - 1.0 = 0.60 \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) \Rightarrow \gamma = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') = 0.6 + \frac{0.25}{27.14}(1.18 - .6) = 0.61$$

por lo tanto la capacidad de carga es:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f = (1.6 * 5.25) + (0.61 * 2.6) = 9.99 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

II.2.2. Revisión de los Estados Límite de Falla (RCDF).

1er. Combinación de Carga

(Carga permanente + Carga variable, con intensidad máxima)

Para este momento de la revisión del sistema, las **Acciones** deberán ser menores a la **Resistencia** de la cimentación.

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < R \quad \dots(2.3)$$

donde:

ΣQ ; es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación, en toneladas.

F_c ; es el factor de carga que para esta primer combinación se evalúan condiciones estáticas por lo que corresponde un valor de 1.4.

A ; es el área total en planta de la cimentación, en m^2 .

R ; es la capacidad de carga del material de desplante.

$$\Sigma Q = \omega_{\max} = 1341 \text{ (ton)}$$

$$F_c = 1.4$$

$$A = 559 \text{ m}^2$$

$$y \quad R = C_u N_c F_R + P_v \quad \dots(2.4)$$

De la ecuación 2, se desprende que:

C_u : cohesión aparente del suelo, 1.6 (ton/ m^2)

N_c : coeficiente de capacidad de carga definido por

$$N_c = 5.14 \left[1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right] \quad \dots(2.5)$$

D_f : profundidad de desplante, 2.6 m.

B: ancho de la cimentación, 27.14 m.

L: largo de la cimentación, 27.14 m.

P_v: presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo

F_R: factor de resistencia, 0.7.

$$\frac{\Sigma QF_c}{A} = \frac{1341 * 1.4}{737} = 2.55 \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$$

para el suelo entonces:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{2.6}{27.14} + 0.25 \frac{27.14}{27.14} \right) = 6.548$$

La presión vertical es, el Sondeo Mixto 1 marca que el peso volumétrico promedio del suelo hasta una profundidad de 7.50 a 8.30 m que es un estrato intermedio del sondeo se propone tomar el valor de 1.141 (ton/m³).

Por lo que $P_v = \gamma h = 1.141 \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) * 2.6(m) = 2.967 \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$

Entonces la resistencia será

$$R = C_u N_c F_R + P_v = 1.6 * 6.548 * 0.7 + 2.967 = 10.30 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

por lo tanto

$$\boxed{\frac{\Sigma QF_c}{A} = 2.55 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] < C_u N_c F_R + P_v = 10.30 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]}$$

al ser menores las acciones a la resistencia, **la cimentación cumple con la primer combinación de cargas.**

2da. Combinación de Carqa

(Carga permanente + Carga Viva instantánea + Carga accidental)

$$\frac{\Sigma QF_c}{A} < R \quad \dots(2.6)$$

donde: A': área efectiva de la cimentación

$$A' = B' \times L' \quad \dots(2.7)$$

Y

$$B' = B - 2e \quad \dots(2.8)$$

$$L' = L - (0.3 * 2e) \quad \dots(2.9)$$

Y se sabe que:

$$e = \frac{M}{W} \left[\frac{\text{Momento}}{\text{PesoTotal}} \right] \dots (2.10)$$

Asumiendo que el Momento de Volteo generado por el sismo de diseño, se define como:

$$M_v = 0.8 \frac{c}{Q} W * h \dots (2.11)$$

donde :

c: coeficiente sísmico, 0.4

Q: factor de comportamiento sísmico, 1.6

W: peso total de la estructura, 1341 ton

h: altura del edificio, 12.95 m

$$M_v = 0.8 \frac{c}{Q} W * h = 0.8 * \left[\frac{0.4}{1.6} \right] * 1341 * 12.95 = 3473(\text{ton} - \text{m})$$

la excentricidad generada por las cargas verticales cuando se presente la sollicitación sísmica será igual a:

$$e = \frac{3473 \left[\frac{\text{ton} - \text{m}}{\text{ton}} \right]}{1341} = 2.59(\text{m})$$

por lo tanto:

$$B' = 27.14 - (2 * 2.59) = 21.96(\text{m})$$

$$L' = 27.14 - 0.3(2 * 2.59) = 25.58(\text{m})$$

y aplicando la ecuación número 2.7 se tiene que: $A' = 21.96 * 25.58 = 561.73(\text{m}^2)$

a lo que

$$\frac{\Sigma QF_c}{A'} = \frac{1341 * 1.1}{561.73} = 2.63 \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$$

y la resistencia es:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{2.6}{21.96} + 0.25 \frac{21.96}{25.58} \right) = 6.39$$

$$R = C_u N_c F_R + P_v = 1.6 * 6.39 * 0.7 + 2.967 = 10.12 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\boxed{\frac{\Sigma QF_c}{A'} = 2.63 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] < C_u N_c F_R + P_v = 10.12 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]}$$

si utilizamos un factor de seguridad igual con $FS=3$ tenemos que la capacidad de carga admisible es de **3.37 (ton/m²)** y al ser menores las acciones a la resistencia, la cimentación cumple con la segunda combinación de cargas.

II.2.3. Revisión de los Estados Límite de Servicio (RCDF). Asentamientos

Se entiende pues por asentamiento, al hundimiento de una estructura provocado por la compresión y/o deformación del suelo situado debajo de la misma; el análisis teórico de los asentamientos es indispensable además de útil, ya que sus resultados permiten identificar los factores que determinan la magnitud y la distribución de los mismos

Para evaluar los asentamientos en nuestro caso de estudio, se aplicará la Teoría de Terzaghi para asentamientos complementado con la Teoría de Boussinesq para el incremento de presión en los estratos subyacentes al nivel de desplante de la cimentación.

Boussinesq. Una carga vertical aplicada sobre la superficie horizontal de cualquier cuerpo, un suelo por ejemplo, produce tensiones verticales en todo plano horizontal situado dentro del mismo. Resulta entonces, que la intensidad de la presión vertical sobre cualquier sección horizontal que se considere disminuye de un máximo, en el punto situado directamente por debajo de la carga, hasta un valor cero a una gran distancia de dicho punto. Como el esfuerzo ejercido por la carga se distribuye en profundidad sobre una superficie cada vez mayor, la presión máxima sobre una sección dada disminuye con la profundidad.

Boussinesq propuso una ecuación que soluciona la distribución de esfuerzos bajo una superficie rectangular uniformemente cargada, la ecuación propuesta es la siguiente:

$$\Delta\sigma_z = \frac{\omega}{2\pi} \left\{ \left(\frac{1}{1+m^2} + \frac{1}{1+n^2} \right) \frac{mn}{(m^2+n^2+1)^{3/2}} + \tan^{-1} \left(\frac{mn}{(m^2+n^2+1)^{1/2}} \right) \right\} \dots (2.12)$$

donde:

ω : carga uniformemente repartida en el superficie de la cimentación

$$m = \frac{x}{z} \quad n = \frac{y}{z} \quad \dots (2.13)$$

Tomaremos la profundidad a la que se analizaron las muestras en las pruebas de consolidación unidimensional y compresión triaxial (CU), que son las pruebas que tienen los datos suficientes para calcular el asentamiento de los estratos involucrados (Arcilla de Alta Plasticidad y Arcilla Poco Arenosa de Alta Plasticidad).

Muestra	Profundidad (m)	Promedio (m)	Estrato
M-28 sup.	16.80 a 17.60	17.20	Arcilla de Alta Plasticidad
M-36 sup.	21.80 a 22.60	22.20	Arcilla poco arenosa de alta Plasticidad.

M-44 sup.	26.80 a 27.40	27.10	Arcilla poco arenosa de alta Plasticidad.
M-50 inf.	30.60 a 30.90	30.75	Limo arenoso

Tabla 2.2. Registro de muestras y tipo de suelo con su profundidad.

Aplicando las ecuaciones 6 y 7 a las muestras de suelo señalados en la tabla anterior para:

$$X=27.14(m) \text{ y } y=27.14(m)$$

La carga uniformemente repartida en el área de contacto de la cimentación con el suelo es pues:

$$\omega = \frac{W_r}{A} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

donde:

W_r es el peso de la estructura, que está compuesta por la suma de la carga muerta incluyendo el peso de la subestructura, mas la carga viva con intensidad media ($W_{EST.}=2264$ ton), menos el peso total del suelo excavado ($W_{S.EXC.}=2240$ ton). El peso compensado sobre el suelo de desplante tiene un valor de 24 (Ton).

A es el área excavada para el cajón.

$$\omega = \frac{\omega_r}{A} = \frac{24}{737} = .0326 \left(\frac{ton}{m^2} \right)$$

el resultado anterior es pues aplicable para obtener el incremento de esfuerzo en el suelo inmediatamente debajo del cajón, considerando la masa de suelo por encima de los estratos analizados en la prueba triaxial, se tiene que de los datos proporcionados por el perfil stratigráfico la masa de suelo tiene en promedio un peso volumétrico de 1.19 (ton/m³). Lo que arroja un w acumulado de:

$$m = \frac{27.14}{z} \text{ y } n = \frac{27.14}{z}$$

Muestra	z (m)	m	n	$\Delta\sigma_z$ (kg/cm ²)
M-28 sup.	17.20	1.579	1.579	4.89×10^{-4}
M-36 sup.	22.20	1.223	1.223	4.63×10^{-4}
M-44 sup.	27.10	1.002	1.002	4.32×10^{-4}
M-50 inf.	30.75	0.883	0.883	4.07×10^{-4}

Tabla. 2.3. Magnitud de los esfuerzos en el suelo por la teoría de Boussinesq.

Se puede apreciar que el incremento de esfuerzo a la profundidad analizada es pequeño y se procede ahora a obtener los asentamientos de la teoría de Terzaghi; se definirán entonces los siguientes términos:

Coefficiente de Compresibilidad:
$$a_v = \frac{e_0 - e}{\Delta p} \left(\frac{m^2}{ton} \right) \dots (2.14)$$

donde: e_0 = relación de vacíos inicial
 e = relación de vacíos final
 Δp = incremento de esfuerzos

Coefficiente de compresibilidad Volumétrica:
$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \left(\frac{m^2}{ton} \right) \dots (2.15)$$

Se define entonces que la disminución del espesor del estrato estudiado es:

$$S = H * m_v * \Delta p \dots (2.16)$$

lo anterior es producto de la teoría propuesta por Terzaghi, en donde los asentamientos de los estratos son milimétricos y en el RCDF se presenta la siguiente expresión que será con la que evaluaremos los asentamientos de la estructura:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta Z \dots (2.17)$$

donde:

- ΔH es el asentamiento de un estrato de espesor H.
- e_0 relación de vacíos inicial.
- Δe variación de la relación de vacíos bajo incremento de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.
- Δz espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los asentamientos que se desarrollarán en la masa de suelo a largo plazo se obtuvieron sumando las deformaciones en cada uno de los estratos afectados por la distribución de los esfuerzos transmitidos por el cajón de cimentación, los que resultan del orden de 14 cm, cuyo valor está dentro del comportamiento aceptado por las Normas Técnicas Complementarias del RCDF para estructuras colindantes (15 cm).

Expansiones. Evaluaremos ahora las Expansiones inmediatas, que sufrirá el terreno debido al alivio de esfuerzos durante la excavación, con la siguiente expresión:

$$\delta_i = \frac{qB}{E} (1 - \mu^2) \omega \dots (2.18)$$

donde:

$q = l \cdot \gamma$ es la carga unitaria aplicada, 3.09 (ton/m²)

B, ancho del área cargada, 27.14 (m)

E, módulo de elasticidad del suelo, arcilla 600 (ton/m²)

μ , relación de Poisson, 0.45

l_w , factor de forma, cimentación cuadrada y rígida: 0.82.

$$\delta_i = \frac{qB}{E}(1 - \mu^2)l_w = \frac{3.09 * 27.14}{600}(1 - 0.45^2)0.82 = 0.091(m) = 9.1(cm)$$

como se aprecia en el resultado las expansiones se encuentran dentro del límite permisible en el RCDF que es de 15 cm.

De acuerdo a los resultados anteriores y por la magnitud de las expansiones del terreno se procederá a excavarlo en una proporción de dos a uno, es decir, para cada planta de un edificio tipo cruz (27.14m X 27.14m) se dejarán dos áreas similares para excavar la siguiente a fin de evitar expansiones indeseables y su correspondiente repercusión constructiva y económica.

Bibliografía.

**JUAREZ BADILLO
RICO RODRÍGUEZ**
Mecánica de Suelos.
Limusa 2ª ed., Tomo I
México 2000
pp. 149-163, 613-631.

**JUAREZ BADILLO
RICO RODRÍGUEZ**
Mecánica de Suelos.
Limusa 2ª ed., Tomo II
México 2000
pp. 68-88, 241-253.

GEOCONSTRUCCIÓN, S.A. de C.V.
Estudio geotécnico para la cimentación de los edificios
de cinco niveles del Conjunto Residencial "Aragón".
México, 2003.

SECRETARÍA GENERAL DE OBRAS DEL DDF
Manual de Exploración Geotécnica.
México, 1988
pp.11-33.

**GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL,
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL.**
Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Cimentaciones.
México, 2004.

**GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL,
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL.**
Normas Técnicas Complementarias para diseño de estructuras por Sismo.
México, 2004.

CAPITULO III. ASPECTOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

III. Aspectos de Diseño Estructural.

III.1 Sismos.

Los sismos son perturbaciones súbitas en el interior de la Tierra que dan origen a vibraciones o movimientos del suelo producidas por una rápida liberación de energía, que tiene su origen en la ruptura y fracturamiento de las rocas de la corteza terrestre a lo largo de una falla geológica. La mayor parte del movimiento que se produce a lo largo de las fallas geológicas, puede explicarse de manera satisfactoria acudiendo a la teoría de la tectónica de placas, según esta teoría, las grandes unidades de la corteza terrestre se mueven lenta y continuamente. Estas placas móviles interactúan entre sí, deformando las rocas en sus bordes; de hecho, la recurrencia de este fenómeno se debe a que en cuanto termina un sismo, el movimiento continuo de las placas se reinicia, generando deformaciones en las rocas hasta que vuelven a fracturarse. En México los sismos tienen mucho que ver con el fenómeno de subducción entre la placa continental y la placa oceánica, y evoluciona de la misma forma toda vez que se supera la resistencia friccional que mantiene unidas a las rocas, a medida de que se produce el deslizamiento en los puntos más débiles (foco).

Se tienen clasificadas fundamentalmente dos tipos de ondas sísmicas internas, es decir, las vibraciones que se propagan en el interior de la Tierra pueden ser: ondas compresionales llamadas **P** en la terminología sismológica, comprimen y dilatan el medio donde se propagan en una dirección de propagación del frente de ondas. El segundo tipo de ondas en sólidos son las de corte llamadas **S**, en este caso la deformación que recibe el sólido es en dirección perpendicular a la trayectoria del frente de ondas. La propagación de estas ondas produce un esfuerzo cortante en el medio.

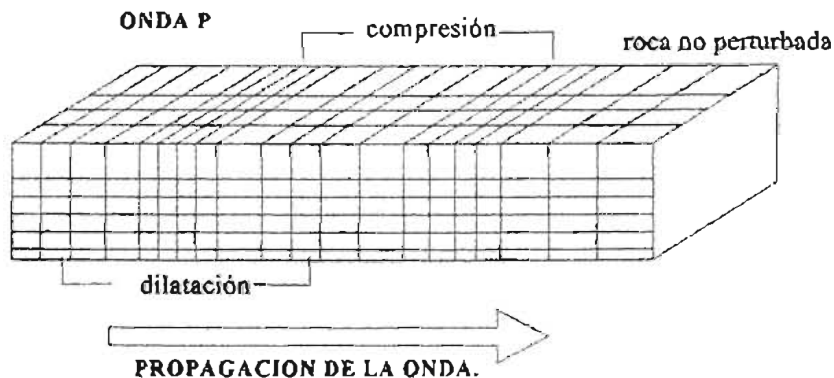


Fig. 3.1. Onda Sísmica tipo P

La velocidad de propagación de las ondas en el interior de la Tierra varía, dependiendo de la densidad y de las propiedades elásticas de las rocas en rocas típicas de la corteza terrestre las ondas **P** se propagan a velocidades promedio de entre 4.5 y 6.5 km/seg, mientras que en núcleo de la Tierra alcanzan los 15 km/seg; las ondas **S** viajan a una velocidad mas lenta, en una relación mas menos de 3 a 1; como viajan más rápidamente , las ondas **P** son registradas antes que las ondas **S**; es por ello que en

sismología a las ondas compresionales se les llama ondas primarias (P) y a las ondas de corte, que arriban más tarde, ondas secundarias (S).



Fig.3.2. Onda Sísmica tipo S

Además de las ondas internas P y S, existe otro tipo de ondas que se propagan sobre la superficie de la Tierra a velocidades menores, a esta clase de ondas elásticas se les denomina como superficiales.

En la actualidad, se utiliza en todo el mundo la **Escala de Richter** redefinida para describir la magnitud de un sismo. La magnitud Richter se determina midiendo la amplitud de la mayor onda registrada en el sismograma. A continuación se presenta la tabla 3.1 donde se muestra la magnitud Richter de los terremotos y su incidencia mundial.

MAGNITUDES DE LOS TERREMOTOS E INCIDENCIA MUNDIAL		
MAGNITUDES RICHTER	EFFECTOS CERCA DE EPICENTRO	NUMERO POR AÑO
< 2,0	Generalmente no se siente pero se registra	600000
2,0-2,9	Potencialmente perceptible	300000
3,0-3,9	Sentido por algunos	49000
4,0-4,9	Sentido por la mayoría	6200
5,0-5,9	Produce daños	800
6,0-6,9	Destrucción en regiones bastante pobladas	266
7,0-7,9	Sismos importantes. Infilgen graves daños	18
>=8,0	Grandes sismos. Causan destrucción extensa en las comunidades próximas al epicentro.	1,4

Tabla 3.1 Escala de Richter

Todo lo anterior nos hace el día de hoy diseñar estructuras que resistan los embates de la naturaleza para brindar a los usuarios seguridad ante eventos que desafortunadamente no podemos controlar, como es el caso de los sismos.

III.2 Elección del tipo de Estructura.

En esta sección profundizaremos en desmenuzar las características y componentes de los distintos sistemas de los que está construido el proyecto, estructuralmente hablando, para así obtener las cargas con las cuales se ejecutará el diseño estructural del mismo.

En el capítulo anterior se puntualizó la magnitud del proyecto en cuanto a la cuantía de viviendas que este va a alojar y las características del terreno sobre del cual se va a construir. Y estas dos características han sido las rectoras en la toma de decisiones en lo que a sistemas estructurales se refiere.

En primer lugar se tiene que tomar en cuenta que el suelo de desplante se compone de grandes espesores de arcilla de alta plasticidad, este tipo de suelo se caracteriza principalmente por presentar asentamientos de consideración a lo largo de su historia de carga, es por eso que para minimizar futuros asentamientos que sobrepasen los límites permisibles se presenta el reto de proponer un sistema estructural que cumpla con dos requisitos indispensables: ligereza y resistencia. Ligereza que debe responder a un sistema estructural mas ligero que los convencionales y que además brinde rapidez de construcción; resistencia también, pues el tipo de suelo con el que vamos a trabajar suele amplificar los movimientos sísmicos, por los cual nuestro edificio tendrá que ser lo suficientemente rígido para resistir las fuerzas sísmicas.

III.2.1 Estructuras de Mampostería

Como se ha mencionado anteriormente, junto con otras necesidades básicas, la vivienda es el núcleo de la sociedad a lo largo de la historia de los seres humanos. Y en la individualidad de cada célula, de cada familia es en donde el arreglo de todos los espacios y sus características toman forma para ser el punto de encuentro de millones de historias.

La versatilidad del arreglo arquitectónico dependerá principalmente de cuanto se logre armonizar entre otras cosas las dimensiones de cada espacio de la vivienda, del juego de luz natural y artificial dentro de ella, su ventilación, el arreglo de las instalaciones, etc. con el propósito de brindar la sensación de funcionalidad y seguridad para los ocupantes.

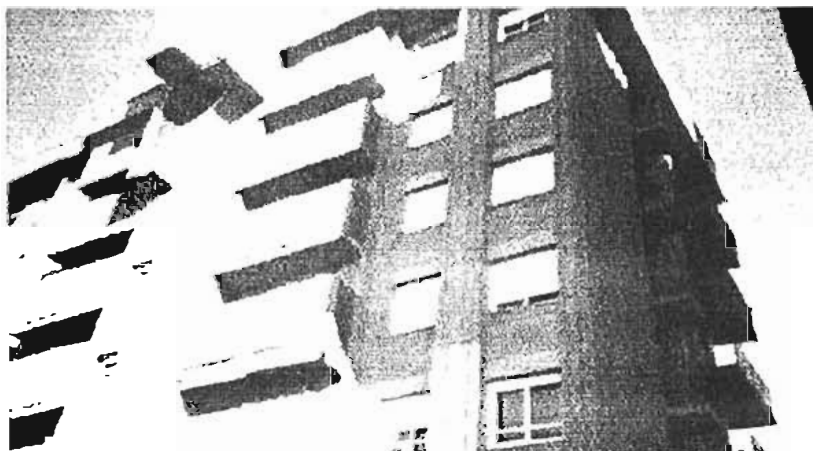


Fig. 3.3. Estructura de Mampostería, ejecutado con un diseño arquitectónico interesante.

Desde su inicio (1927 / Viena, conjunto habitacional Carl Marx) y a lo largo de todo el siglo pasado hasta nuestros días, la construcción de estos complejos habitacionales ha propiciado en buena parte la innovación tecnológica en el ramo. Este adelanto se ha

reflejado en el mejoramiento de los sistemas estructurales conocidos como la implantación de nuevas soluciones con materiales cada vez más resistentes, ligeros y sobre todo seguros. Y lo anterior ha permitido que los diseñadores tengan mas opciones y combinaciones que se ajusten a todo tipo de presupuestos en el mercado de clientes, es decir, brindar a cada familia una opción que se ajuste a su capacidad de pago. Con esta filosofía se han desarrollado proyectos que cumplan con todos los requisitos de funcionalidad, seguridad y con impacto directo sobre las metas de construcción de viviendas de calidad para sufragar la demanda actual y de los años venideros.

Mucho se ha dicho a cerca de los inconvenientes que pudieran tener estructuralmente, en específico en el funcionamiento a tensión y resistencia, las piezas de mampostería, ha sido también señalado que con refuerzo y confinamiento adecuado las estructuras a base de elementos de mampostería ofrecen la superación de esos inconvenientes para obtener estructuras resistentes a las sollicitaciones de servicio y accidentales, especialmente aprovechando la alta densidad de los muros que se tiene en construcciones a base de muros de carga de estos materiales, y un ejemplo claro son los edificios de vivienda multifamiliar de varios pisos.



Fig. 3.4. Panorámica de un Conjunto Habitacional

Al estudiar este tipo de estructuras se ha podido observar que para obtener un comportamiento estructuralmente adecuado en cuanto a sollicitaciones accidentales, se debe tener especial cuidado en la *estructuración*, la *cuantía del refuerzo* y el detalle del mismo; de igual manera se debe buscar la *simetría* y *uniformidad en planta* como en *elevación del edificio*, y como parte esencial de este concepto se debe buscar la *continuidad entre los distintos elementos resistentes*. Todo lo anterior con el fin de brindar ante cargas accidentales un comportamiento uniforme, es decir, las cargas inducidas deben de generar fuerzas en los planos de los muros y no normales a estos. Para tales efectos los pisos y techos deben de formar diafragmas rígidos en su plano y estar bien ligados a los muros, así también, los muros que se intersequen deben de estar ligados entre sí en sus zonas de contacto; aunado a esto se debe procurar en lo posible la menor cantidad de huecos que reduzcan el área útil del muro e inducen concentraciones de esfuerzos en las esquinas, dichos huecos deben contar con

refuerzo en su periferia para absorber las tensiones. Pero veamos un poco más el detalle de este tipo de estructuras.

Una estructura de mampostería estará sometida durante su vida útil principalmente a los siguientes efectos:

- 1) Carga vertical debida al peso de las losas, de las cargas vivas y a su peso propio.
- 2) Fuerzas cortantes y momentos de volteo (flexión) originados por las fuerzas de inercia durante un sismo.
- 3) Empujes normales al plano de los muros que pueden ser causados por empuje de viento, tierra o agua, así como por fuerzas de inercia cuando el sismo actúa normal al plano del muro.

Ante las acciones mencionadas puede ocurrir la falla de la mampostería, por lo que es conveniente conocer el comportamiento y los tipos de falla que se puede presentar en ellas independientemente de la existencia o no del refuerzo. La falla por carga axial es muy poco probable que ocurra debido a que el área de los muros es grande; podría ocurrir si las piezas son de muy mala calidad, o porque han perdido capacidad de carga por efecto del intemperismo. Se identifica esta falla porque el material literalmente se aplasta cuando es de baja calidad, o si es de buena calidad, aparecen numerosas grietas verticales.

La falla por flexión se produce cuando se alcanza el esfuerzo resistente en tensión de la mampostería, el cual es muy bajo (del orden de 1 a 2 kg/cm²) y puede ocurrir en el plano del muro o perpendicular a éste. La flexión en el plano del muro es grave cuando no hay acero de refuerzo; al haber refuerzo, éste toma los esfuerzos de tensión que la mampostería no es capaz de soportar. Cuando existen problemas de flexión en el plano del muro, estos se identifican mediante grietas horizontales que se forman en los extremos del muro, siendo mayores las grietas en la parte inferior y disminuyendo en longitud en la altura del muro (Fig. 3.5). Es raro que en una estructura se tengan problemas por flexión porque la carga vertical sobre los muros contrarresta los efectos de los momentos (volteo), o porque lo evita el acero de refuerzo colocado en los extremos del muro.

Para alcanzar la falla debida a un esfuerzo cortante es necesario que no se alcance la de flexión en primera instancia; es decir, solo se obtiene aquella cuando existe carga vertical sobre el muro que contrarresta el efecto de la flexión, o en muros de gran longitud, o se tiene suficiente refuerzo vertical. Se identifican dos formas de falla en cortante: en una de ellas la grieta es diagonal que corre solamente a través de las juntas de mortero (en escalera), a esta se le conoce como falla por cortante; mientras que si la grieta es casi recta rompiendo las piezas, se dice que la falla es por tensión diagonal (Fig.3.5.).

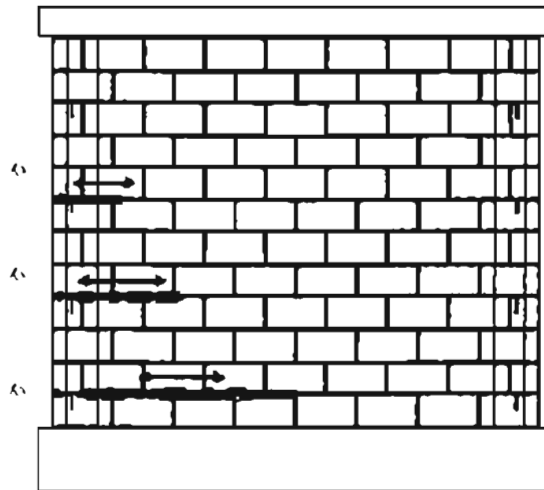
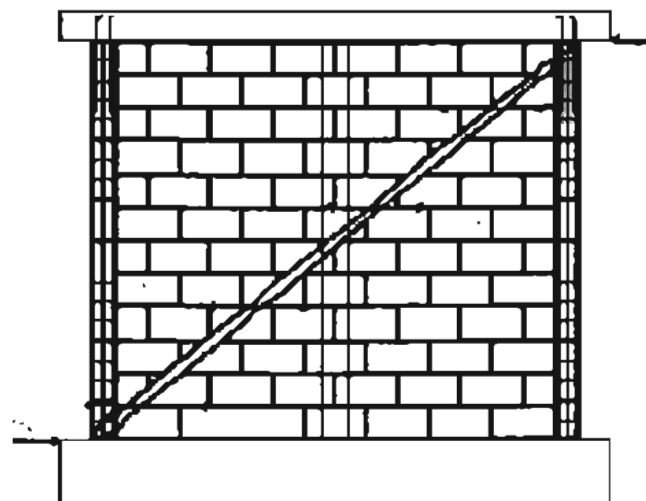


Fig. 3.5. Flexión en Muros de Mampostería.

De manera análoga la resistencia en tensión de la mampostería está regida generalmente por la falta de adherencia entre el mortero y las piezas: por tanto deben evitarse piezas de resistencia muy baja y aquellas en que la resistencia se deteriora con el tiempo, debe evitarse la combinación de piezas con un porcentaje alto de huecos y con paredes muy delgadas, ya que presentan modos de falla muy frágiles, y también aquellas piezas en las que la superficie de contacto sea muy lisa pues no permiten una adherencia satisfactoria con el concreto.



Cce: cortante del castillo exterior
 Cci: cortante del castillo interior
 Crh: cortante del refuerzo horizontal

Fig. 3.6. Cortante en Muros

Como gran parte de la República Mexicana está situada en una zona de alta sismicidad, ha sido preocupación de investigadores nacionales determinar el efecto de los sismos en estructuras de mampostería. Sabemos que los sismos inducen fuerzas laterales, pero es conveniente recalcar que para el diseño sísmico no sólo interesa la resistencia de la estructura ante carga lateral, sino que también es necesario conocer otras

propiedades que sólo se pueden determinar mediante ensayos de laboratorio. Este tipo de estructuras han sido estudiadas en nuestro país desde hace tiempo y uno de los realizadores de esta investigación es el Ing. Roberto Meli de quien podemos citar lo siguiente:

Para cargas alternadas, el deterioro (pérdida de rigidez y resistencia) del muro es pequeño cuando se tienen distorsiones menores a la del agrietamiento; después de éste, el deterioro depende de la manera como se refuerce el muro. El material hueco es más sensible al deterioro que uno macizo, y es diferente la intensidad del deterioro si la falla es por flexión (dúctil) a que si es por cortante o por tensión diagonal (frágil), siendo mayor en los últimos casos; la carga vertical reduce apreciablemente el deterioro. Una conclusión importante de lo anterior es que para evitar la falla frágil de la mampostería, es necesario que ésta se refuerce adecuadamente.

Toda construcción de mampostería debe cumplir con los requisitos de refuerzo establecidos por los Reglamentos, por ejemplo el del Distrito Federal, (RCDF, 2004); pero más importante que eso es la manera de cómo se debe estructurar una construcción. En el caso de mamposterías, las formas principales para hacerlo son:

- 1) Muros de carga; para resistir la acción de cargas verticales y horizontales.
- 2) Muros diafragma; que solo ayudarán a resistir las fuerzas laterales ya que las cargas verticales son soportadas por marcos de acero o concreto.

El primer tipo es eficiente debido a la presencia de la carga vertical, que hace que el muro sea más resistente a las fuerzas cortantes y a los momentos de volteo producidos por el sismo. Cuando se estructura a base de muros de carga se pueden tener dos alternativas para reforzar a los muros: con dalas y castillos (mampostería confinada), o con refuerzo interior.

En las mamposterías confinadas los muros están rodeados en su perímetro por castillos y dalas que forman un marco que encierra tableros relativamente pequeños, proporcionando una capacidad de deformación mucho mayor que la de un muro no reforzado, así como una liga muy efectiva con los elementos adyacentes; actualmente se cuenta con criterios para fijar la distribución de los elementos resistentes y su refuerzo, así como procedimientos para el diseño de estructuras de mampostería. Hay que hacer notar sin embargo, que si con éste sistema se reduce mucho la posibilidad de un colapso de la construcción y de daños mayores, no se evita la posibilidad de agrietamientos diagonales en los muros, ya que la resistencia en tensión diagonal de la mampostería no se incrementa apreciablemente por la presencia de dalas y castillos ni del refuerzo horizontal, ya que la función de estos elementos es precisamente evitar la falla frágil cuando se agrieta la mampostería.

Bajo condiciones normales de operación, el refuerzo de los muros no contribuye mucho a la resistencia, pero sí lo hace una vez que se agrieta la mampostería (sismo o viento máximo); en estos casos, la resistencia a cortante es el parámetro crítico en un muro de mampostería, ya que si se sobrepasa esa resistencia y el muro no está adecuadamente reforzado, puede sobrevenir el colapso de la estructura. Los refuerzos que ayudan a

mejorar el comportamiento después que se agrietan las mamposterías es el que se coloca como estribos en los castillos (en caso de ser confinados), el que se pone horizontalmente entre las juntas del mortero, y las secciones de concreto de los castillos exteriores o colados en el interior.

La figura 3.6 muestra esquemáticamente cómo se reparte entre los distintos refuerzos la fuerza sísmica que no puede resistir la mampostería una vez que se agrieta; a continuación se describe brevemente éste fenómeno. Al presentarse las grietas en el muro, la fuerza cortante tiene que ser resistida por todo aquel material que la cruce; si hay refuerzo horizontal en las juntas, este evita que la grieta se abra, soportando parte de la fuerza cortante original, su efecto es mas o menos el de un estribo en un elemento de concreto. También los castillos, exteriores o los colados en el interior de piezas huecas, ayudan mediante su resistencia a cortante, a soportar parte de la carga; a mayor peralte del castillo en el plano del muro, mayor contribución a cortante. Si los castillos tienen estribos, este acero también ayuda a resistir el cortante, ya que a mayor peralte del castillo, mayor f_y del estribo y menor separación de éstos, mayor será la contribución del acero, ya que la resistencia es directamente proporcional al peralte y a la resistencia del acero, e inversamente proporcional a la separación de los estribos.

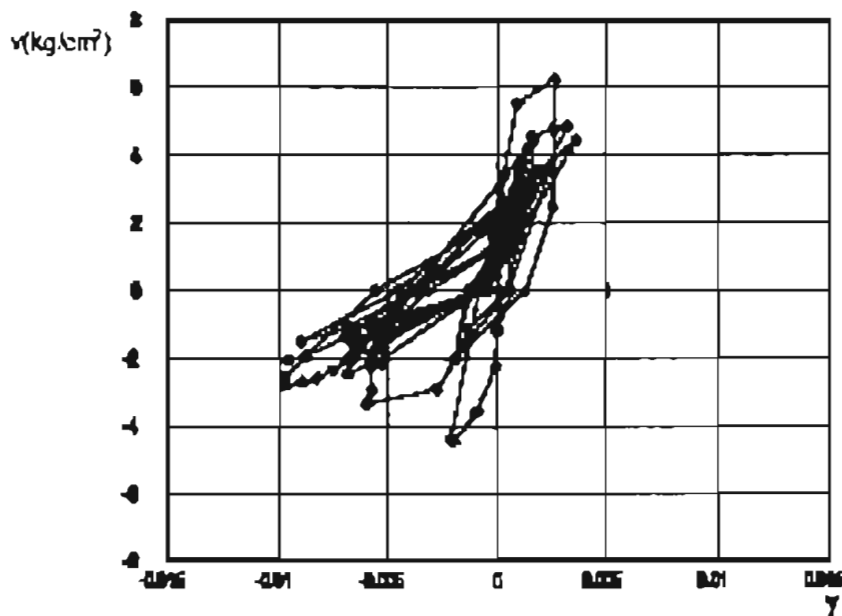


Fig 3.7. Diagrama esfuerzo-deformación en un muro con refuerzo.

En cuanto al refuerzo transversal de los muros, los estudios realizados por Hernández y Guzmán, 1996; Hernández, 1998, en las figuras 3.7 y 3.8 se muestra el comportamiento de muros similares uno de ellos sin refuerzo en el castillo y otro con estribos de alto grado de fluencia ($5\,000\text{ kg/cm}^2$), espaciados a cada 7.5 cm , es notoria la diferencia de comportamiento una vez que el muro se agrieta, dando a entender que es muy importante la contribución de los estribos, ya que al estar poco espaciados confinan adecuadamente al concreto permitiendo sostener una buena parte de resistencia al cortante para deformaciones importantes.

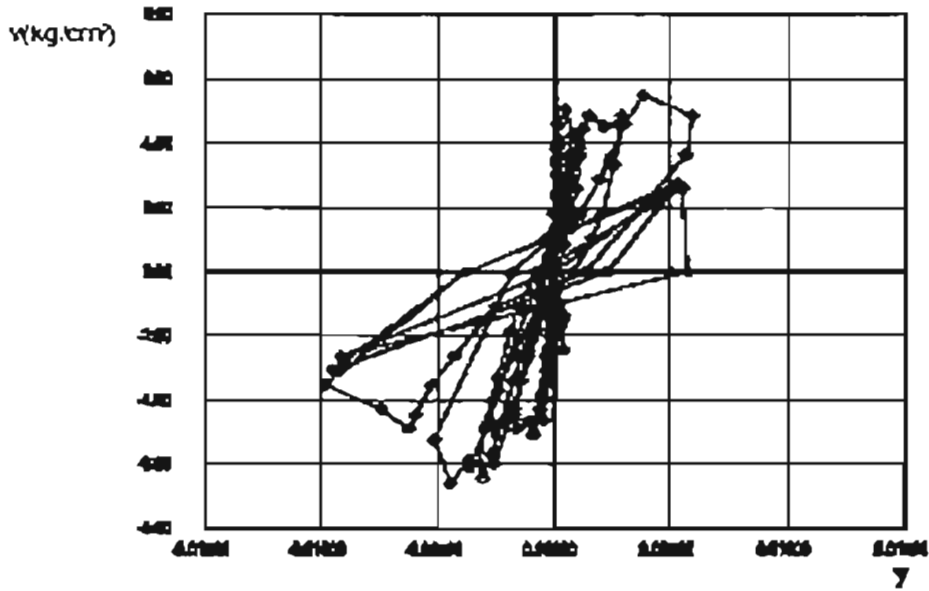


Fig.3.8. Diagrama esfuerzo-deformación en un muro sin refuerzo.

En otro estudio (Hernández, 1987), se ensayaron muros de tabique rojo, la finalidad era determinar el efecto de la separación y de la resistencia a la fluencia del acero; se observó que para el muro reforzado como lo dicen las NTCM, y donde se empleaba alambra para los estribos, al instante de agrietarse el muro también se dañaron los castillos extremos; se interpreta que la alta deformabilidad del acero y la gran separación entre los estribos, dio lugar a poco confinamiento del concreto, dañándose este y perdiendo el muro capacidad de carga y deformación. En otro de ellos, se puso acero de alta resistencia equivalente al del muro anterior, este muro al agrietarse, casi con el mismo nivel de carga, no se dañaron los castillos, por que fue capaz de soportar mayores deformaciones y carga que el anterior. Otros dos muros se ensayaron disminuyendo la separación entre los estribos de alta resistencia a aproximadamente 7 cm, pero solo en los extremos de los castillos (aproximadamente 50 cm), encontrando que, si bien la carga de agrietamiento prácticamente era la misma, se obtuvo mucho mejor comportamiento posagrietamiento, ya que permitieron gran capacidad de deformación.

Como resultado de estas experiencias se recomienda que no se utilice mas el alambra para formar los estribos que refuerzan las dalas y castillos, sino que se utilicen varillas de diámetro pequeño y con alto grado de fluencia; además, como las partes críticas de los castillos son sus extremos, la separación de los estribos, en un tramo de 40 a 50 cm en la parte superior e inferior de los castillos, no debería ser mayor a 2/3 del espesor del muro, mientras que en la parte central puede aumentarse al valor indicado actualmente por las normas, ya que tanto en laboratorio como cuando ocurre un sismo, se ha observado que esta zona central prácticamente no contribuye a la resistencia. Estas recomendaciones adicionales hacen que los muros puedan sostener una buena cantidad de fuerza cortante para deformaciones importantes; la conjunción de esta forma de refuerzo con el uso del refuerzo horizontal mejora increíblemente el comportamiento posagrietamiento de los muros.

En el caso de muros con refuerzo interior, es necesario que el refuerzo que se tiene en los extremos de los muros o en intersecciones entre ellos, se una mediante estribos cerrados y que estos sean de acero de alto grado de fluencia, lo cual se ha observado experimentalmente también contribuye a la resistencia a cortante; en este caso, se recomienda que su diámetro sea menor a $\frac{1}{4}$ ". Un procedimiento que se ha visto que tiene muy buenos resultados es construir un castillo integral dentro del muro, con lo cual se logra una mejor eficiencia del refuerzo al tener un elemento de concreto peraltado en la dirección crítica y estribos cerrados que son más eficientes. El estudio de Alcocer y otros (1997) indica que si se hace este castillo integral con poca separación de los estribos, o un castillo confinante, y además se coloca un porcentaje mínimo de 0.005 de refuerzo horizontal en las juntas, podría incrementarse para mamposterías de piezas multiperforadas a 2.0 el valor del Factor de Comportamiento Sísmico (Q).

Es conveniente aclarar que este procedimiento de refuerzo cerrando estribos y usando aceros con alto grado de fluencia es suficiente para asegurar un buen comportamiento de mamposterías que tengan una resistencia nominal de diseño no mayor a 3 ó 4 kg/cm², para resistencias mayores, o para asegurar una gran capacidad de deformación de los muros, es necesario utilizar refuerzo horizontal entre las juntas del mortero.

Se hace hincapié en que no debe utilizarse la escalerilla como refuerzo horizontal de la mampostería, y en lugar de ello deben emplearse varillas con alto grado de fluencia y diámetro pequeño. La tabla 3.2 muestra las características de este último tipo de refuerzo y que se recomienda ampliamente su utilización en vista del excelente comportamiento observado en los estudios hechos por Hernández y Guzmán (1996), Hernández (1998) y Alcocer y otros (1997).

Diámetro nominal		Área (cm ²)	Peso (kg/m)	Rendimiento (m ² /t) aprox.
pulg	cm			
5/16	7.94	0.49	0.39	2,578
1/4	6.35	0.32	0.25	4,027
3/16	4.76	0.18	0.14	7,158
5/32	3.97	0.12	0.10	10,309

Tabla 3.2. Refuerzo horizontal en muros de mampostería.

En el caso de usar varillas como refuerzo horizontal, es muy importante que se ancle la varilla perfectamente en los castillos mediante escuadras en sus extremos, con la finalidad de que el refuerzo pueda desarrollar su máxima capacidad por el anclaje mecánico que se logra, y no depender de la adherencia con el mortero.

III.2.2 Sistemas de piso y cubierta.

Dentro de los sistemas estructurales que tienen lugar en una estructura, el sistema de piso ocupa un lugar preponderante en el mismo orden de importancia que los

elementos estructurales como son vigas y columnas. La función estructural de un sistema de piso es transmitir las cargas verticales hacia los apoyos que a su vez las bajan hasta la cimentación. Para tal efecto siempre es necesario que cumpla la función de conectar los elementos verticales y horizontales distribuyendo entre ellos las cargas, para lo cual debe formar un diafragma con rigidez en su plano. Por ser los de piso sistemas planos, las cargas introducen momentos flexionantes importantes, lo que hace críticos los problemas de flechas y vibraciones; de manera que el espesor y las características que definen la rigidez del sistema de piso están regidas generalmente por el cumplimiento de estados límite de servicio.

El elemento de cubierta se apoya sobre retículas ortogonales sucesivas de vigas simplemente apoyadas unas sobre otras y distribuyendo de manera mas directa la carga hacia los apoyos verticales. El espesor total del sistema de piso resulta de la suma de los peraltes necesarios para los elementos individuales. El sistema se origino en las primeras construcciones de tablonos y vigas de madera, pero se ha empleado en diversos otros materiales y se sigue usando especialmente con vigas de acero que soportan cubiertas de diferentes materiales.

En la construcción moderna para todos los materiales se han desarrollado procedimientos que logran el trabajo integral de los diferentes elementos. Esto se obtiene de manera natural en estructuras de concreto fabricadas en sitio, la retícula de vigas inmediatamente inferior debe tener la separación máxima con la que el sistema de piso funciona bien estructuralmente, además de procurar una estandarización de elementos para fines de economía y sencillez de construcción.

En *madera*, el sistema mas antiguo a base de tablonos sobre retículas de vigas ha ido evolucionando, primero con el machihembrado de las tablas para que funcionen como una placa en la que sea factible la repartición de alguna carga concentrada elevada entre distintos elementos, y después con la sustitución de la tabla con placas de madera contrachapada.

Los sistemas de *Viguetas y bovedillas* permiten la integración de las vigas prefabricadas de concreto presforzado con una capa de compresión colada en sitio. Este sistema se hace trabajar generalmente en una dirección, se utiliza acero de refuerzo de mayor resistencia y se tienen peraltes mayores con menos cantidad de concreto y acero comparándola con una losa maciza. Las bovedillas son elementos de cimbra y aligeramiento de la losa, la capa de compresión de concreto proporciona la continuidad entre los distintos elementos reticulares y es necesaria también para ofrecer el funcionamiento de diafragma ante fuerzas en el plano de la losa. El mejor aislamiento térmico y acústico que se obtiene por los mayores espesores y por los elementos huecos de aligeramiento es una ventaja importante de este sistema.

En general para todos los sistemas de fabricación compuesta es importante tomar en cuenta que al requerir de un elemento prefabricado el soporte del sistema de piso, el elemento alcanza trabaja en forma integral solo después de fraguado el concreto de su capa de compresión y por lo tanto dicho elemento prefabricado debe diseñarse también para soportar las cargas de construcción.

El **sistema de losas y vigas de concreto fabricadas en sitio** es una de las soluciones más usuales para estructuras a base de marcos; este sistema se ha diseñado considerando de manera independiente el trabajo de la losa apoyada perimetralmente sobre las vigas y el de estas últimas soportando las cargas que se encuentran en su área tributaria de losa como parte integrante de la viga. La losa maciza en dos direcciones apoyada sobre muros de carga es el sistema típico para claros pequeños como los que se presentan en la estructuración de casas habitación y/o de edificios con el mismo uso. Existen diversas variantes que no alteran el funcionamiento estructural como losa maciza, pero que presentan ventajas constructivas. La mayoría de ellas están asociadas con la intención de reducir la cimbra que es responsable de una fracción significativa del costo total y del tiempo de ejecución.

Otro de los sistemas de piso mas comunes es aquel en el que **la losa se apoya directamente sobre las columnas**, en este sistema mediante una cimbra sencilla se logra una superficie inferior plana, con un peralte total muy reducido del sistema de piso y con gran rapidez de construcción. Para claros pequeños la solución de placa plana maciza es conveniente y para claros mayores se necesita la ayuda de capiteles y ábacos en los extremos, lo cual podría derivar en restarle funcionalidad a la estructura, es por eso que una variante bastante utilizada hoy día es la de **losas reticulares o encasetonadas** en las que se requiere conocer con ayuda de aproximaciones la fracción de momentos flexionantes totales en cada dirección que debe ser resistida por diferentes franjas de losa.

De entre los sistemas de piso y techo mencionados arriba, se estudiará con más cuidado las características del sistema a base de Vigueta y Bovedilla por ser el que mejor se adecua a nuestra necesidad de ligereza y rigidez solicitada.

III.2.2.1 Características del Sistema de Vigueta y Bovedilla.

La vigueta, esencialmente, es un elemento estructural resistente, prefabricado en una planta industrial y es diseñado para soportar cargas producidas en sistemas de piso o techos. El acero que se usa es de preesfuerzo con un $f_y=17000 \text{ kg/cm}^2$, y el concreto es de $f_c= 400 \text{ kg/cm}^2$, los peraltes comerciales van desde los trece centímetros hasta los treinta y cinco centímetros con las geometría mostrada en la figura.3.9.

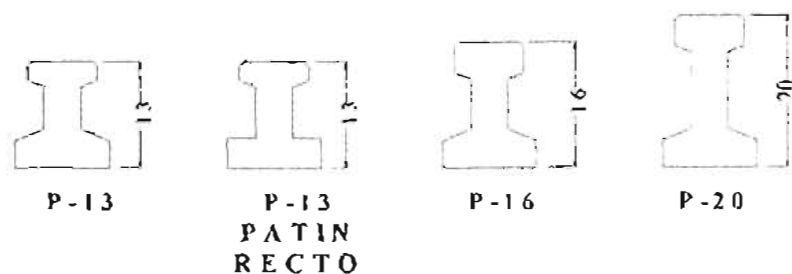


Fig.3.9. Peraltes y geometría de Viguetas

Los elementos complementarios llamados bovedillas (piezas de “entrevigado”) son prefabricados de materiales cerámicos, concreto, poliestireno expandido u otros materiales, que tienen una función aligerante, está destinado a formar parte junto con las viguetas, y la capa de compresión con su respectivo armado, el sistema de piso o techo:

- a) Bovedillas de pómex, tepetzil ó similar, porosos, con superficie rugosa, estas se producen con las siguientes dimensiones.

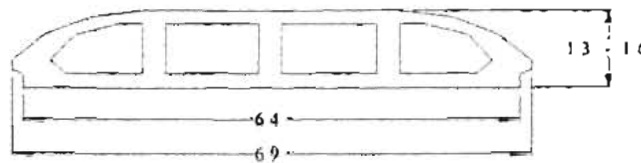


Fig.3.10. Sección transversal de bovedilla

- b) Bovedillas de poliestireno (derivado del petróleo), estas no deben producir humo al consumirse al fuego, ni deben desprender olores dañinos a la salud, la característica general es la ligereza, 10 kg/m^3 , fácil transporte y acomodo además de que se producen en cualquier peralte, ancho y longitud.

Por lo tanto el sistema de losa a base de vigueta y bovedilla está constituido por los siguientes componentes:

- a) Viguetas prefabricadas de concreto pretensado.
- b) Bovedilla
- c) Refuerzo adicional, malla electrosoldada para esfuerzos por temperatura y varillas de acero para absorber el momento negativo en el mismo sentido de las viguetas.
- d) Capa de compresión de concreto con un $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$.

El sistema de losa a base de vigueta y bovedilla debe ser proyectado para que, con una seguridad aceptable, sea capaz de soportar los distintos tipos de solicitaciones durante el tiempo de su construcción, servicio y agresión por parte del medio ambiente. Todo el sistema debe cumplir con el requisito esencial de resistencia mecánica y estabilidad, seguridad ante incendio, protección contra ruido y aislamiento térmico.

Las NTC-Concreto del RCDF, en su capítulo número 10 respectivo a estructuras de Concreto Prefabricado manifiesta que en general este tipo de estructuras se diseñarán con los mismos criterios empleados para estructuras coladas in situ, teniendo en cuenta las condiciones de carga que se presenten durante toda la vida útil de los elementos prefabricados, desde la fabricación, transporte y montaje de los mismos hasta su terminación y su estado de servicio, así como las condiciones de restricción que den las conexiones. Más en específico se manifiesta que en edificios con sistemas de piso prefabricados se deberá garantizar la acción de diafragma rígido horizontal y la transmisión de fuerzas horizontales a los elementos verticales.

Para tal efecto dicho sistema de piso deberá tener un firme colado sobre los elementos prefabricados que esté reforzado y cuyas conexiones con los elementos prefabricados de piso estén diseñadas para resistir las acciones de diseño en el plano; este firme puede estar reforzado con malla electrosoldada o barras de acero colocadas al menos en la dirección perpendicular al eje de las piezas prefabricadas, además que el espesor de dicho firme no será menor que 60 mm, si el claro mayor de los tableros es de 6 m o más, y en ningún caso será menor de 30 mm.

Este diafragma deberá diseñarse con los criterios para vigas comunes o vigas diafragma, según su relación claro a peralte. Debe comprobarse que posean suficiente resistencia a flexión en el plano y a cortante en el estado límite de falla, así como una adecuada transmisión de las fuerzas sísmicas entre el diafragma horizontal y los elementos verticales destinados a resistir las fuerzas laterales. En particular, se revisará el efecto de aberturas en el diafragma en la proximidad de muros y columnas, se tendrá que proveer de refuerzo a lo largo de estas juntas, este refuerzo se estipula como mínimo de dos barras del número 4 o su equivalente en cm^2 a cada lado de la abertura por su longitud de desarrollo según su diámetro.

Al utilizar malla electrosoldada de alambre para resistir la fuerza cortante en firmes sobre elementos prefabricados, la separación de los alambres paralelos al claro de los elementos prefabricados no será mayor de 250 mm. Por otra parte los elementos de refuerzo en los extremos del sistema podrán estar incluidos en el espesor del mismo o preferentemente en vigas de borde.

III.3 Análisis de cargas.

III.3.1. Análisis de Cargas muertas.

De datos proporcionados por le fabricante y de acuerdo al proyecto se tiene la siguiente distribución de cargas muertas:

Entrepiso (losa maciza)	Carga en kg/cm^2
Losa maciza de 20 cm de espesor	480
Recubrimiento de plafond	20
Recubrimiento de Piso con loseta de barro	60
Carga Muerta Adicional, Art.197, RCDF.	40
Carga Muerta 1	600

Entrepiso (vigueta y bovedilla)	Carga en kg/cm^2
Bovedilla de Poliestireno	2
Vigueta pretensada de 11X13 cm @70 cm promedio	57
Capa de compresión de concreto de $e = 4$ cm con vars.#3 @70 cm y Malla electrosoldada 6X6-12/12	96
Recubrimiento de plafond	20
recubrimiento de piso con loseta de barro	60

Carga Muerta Adicional, Art. 197, RCDF	20
Carga Muerta 2	255

Azotea con pendiente no mayor al 5%	Carga en kg/cm²
Bovedilla de Poliestireno	2
Vigueta pretensada de 11X13 cm @70 cm promedio	57
Capa de compresión de concreto de e=4 cm con vars.#3 @70 cm y Malla electrosoldada 6X6-12/12	96
Recubrimiento de plafond	20
Relieno de tezontle de 4 cm	60
Entortado de 2 cm para pendiente	30
Impermeabilizado	3
Carga Muerta Adicional, Art. 197, RCDF	20
Carga Muerta 3	288

Peso de muros de Block hueco
Block hueco de concreto

B= 12 (cm)
L= 40 (cm)
H= 20 (cm)

Peso volumétrico de muro
con una cara aplanada **1700 kg/m²**

Sobrecarga por concentración de muros de entrapiso por modulo

Muro	Area (m ²)	Espesor (m)	Pvol. (Ton/m ³)	Peso (ton)
1	1,300	0,120	1,7	0,265
2	1,300	0,120	1,7	0,265
3	1,300	0,120	1,7	0,265
4	1,140	0,120	1,7	0,233
5	1,360	0,120	1,7	0,277
6	1,000	0,120	1,7	0,204
7	1,690	0,120	1,7	0,345
8	3,220	0,026	1,5	0,126
9	3,220	0,026	1,5	0,126
10	3,450	0,026	1,5	0,135
11	2,990	0,026	1,5	0,117
12	1,380	0,026	1,5	0,054
			TOTAL	2,411

Número de módulos **8**
Carga Total de los módulos **19.28 (ton)**
Area de entrapiso **477 (m²)**
Carga pormetro cuadrado **40,428 (kg/m²)**

**Sobrecarga por concentración de muros
en azotea (pretil)**

Perímetro (m)	107,95
Espesor del muro (m)	0,12
Altura del muro (m)	1
Peso volumétrico (ton/m ³)	1,7
Peso total del muro (ton)	22,02

Carga por metro cuadrado **46,17 (kg/m²)**

por lo tanto la magnitud de la Carga Muerta por metro cuadrado por nivel queda de la siguiente forma:

Carga Muerta por metro cuadrado por nivel

N-1 a N-4	vigueta y bov. + muros	295,428 (kg/m ²)
N-5 (azotea)	vigueta y bov. + muros	334,170 (kg/m ²)

Tabla 3.3 Carga muerta aplicada por nivel.

III.3.2 Análisis de cargas vivas

Para la obtención de las cargas vivas que regirán en el diseño de la estructura nos apoyaremos en lo estipulado en las NTC – Criterios y Acciones para el Diseño Estructural, en su Sección 6.1.2.

Casa Habitación (kg/m ²)	C.V. grav.	C.V. sismo	C.V. Asent.
Entrepiso	170	90	70
Azotea con pendiente < 5%	100	70	15

Tabla 3.4. Cargas vivas según RCDF, NTC 2004.

III.3.3 Cargas de Servicio

Por lo tanto las Cargas de Servicio que rigen el diseño estructural del edificio serán:

Casa Habitación (kg/m ²)	C. Grav.	C. Sismo	C. Asent.
N-1 a N-4	vigueta y bov. + muros	465,428	365,428
N-5 (azotea)	vigueta y bov. + muros	434,17	349,17

Tabla 3.5. Cargas de servicio aplicada por nivel.

III.4. Diseño Sísmico.

III.4.1 Bajada de Cargas.

Como parte del diseño estructural del proyecto y echando mano del análisis de cargas obtendremos el peso en toneladas de cada uno de los niveles del edificio para

comenzar el diseño sísmico de la estructura. Utilizaremos entonces las cargas de servicio correspondientes a las cargas por sismo.

Peso del primer nivel (vigüeta y bovedilla)

En este nivel se tiene la combinación de dos sistemas de piso, en la cubierta de este nivel, en la zona de acceso se tiene proyectada con losa maciza de concreto en un área de 53 m^2 lo cual arroja un peso de 28 ton, aunado al peso del sistema de vigüeta y bovedilla, las dalas perimetrales se proponen de una sección transversal igual con $20 \times 15 \text{ cm}$ y castillos de $30 \times 15 \text{ cm}$ esto da un peso aproximado de 25 (ton) y de trabes, dalas y cerramientos de 20 (ton).

$$W_{\text{PISO}} = 0.385 (\text{ton} / \text{m}^2) * 506 (\text{m}^2) = 195 (\text{ton})$$

$$W_{\text{LOSA_CONC}} = 30 (\text{ton})$$

$$W_{\text{TRABES}} = 20 (\text{ton})$$

$$W_{\text{COL}} = 25 (\text{ton})$$

$$W_{N-1} = 270 (\text{ton})$$

Peso del los niveles dos a cuatro (vigüeta y bovedilla)

Para estos niveles el proyecto propone la utilización de un sistema ligero de piso a base de vigüeta y bovedilla rematada en los extremos superiores de los muros con dalas perimetrales y cerramientos de concreto reforzado. Para estos niveles se propone el peso de columnas y castillos de concreto reforzado de 25 (ton) y de 20 ton para trabes dalas y cerramientos. En un área de 559 m^2 el peso de los niveles uno a cuatro es de:

$$W_{\text{PISO}} = 0.385 (\text{ton} / \text{m}^2) * 559 (\text{m}^2) = 215 (\text{ton})$$

$$W_{\text{TRABES}} = 28 (\text{ton})$$

$$W_{\text{COL}} = 25 (\text{ton})$$

$$W_{N-2_N-4} = 268 (\text{ton})$$

Peso del nivel cinco, azotea (vigüeta y bovedilla)

En este nivel el sistema de cubierta está propuesto con vigüeta y bovedilla apoyada en dalas, cerramientos y trabes de concreto reforzado con un peso preliminar de 20 (ton), columnas y castillos de concreto reforzado con un peso preliminar de 25 (ton), todo en un área de 559 m^2 , el peso del nivel de azotea es de:

$$W_{\text{PISO}} = 0.404 (\text{ton} / \text{m}^2) * 559 (\text{m}^2) = 226 (\text{ton})$$

$$W_{\text{TRABES}} = 20 (\text{ton})$$

$$W_{\text{COL}} = 13 (\text{ton})$$

$$W_{\text{DN}} = 8 (\text{ton})$$

$$W_{N-5} = 267(\text{ton})$$

Una vez obtenido el peso de cada nivel en toneladas, pasaremos pues en este momento al diseño sísmico del edificio comenzando por aplicar el método sísmico estático de diseño.

TABLA RESUMEN DE LOS PESOS DE CADA NIVEL	
NIVEL	PESO (ton)
N-1	270
N-2 a N-4	268
N-5	267

Tabla 3.6. Resumen de pesos por nivel.

III.4.2 Análisis Sísmico Estático

El método de Análisis Sísmico Estático se basa generalmente en la determinación de la fuerza lateral total (cortante basal) a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir dicho cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que la estructura vibrará esencialmente en su primer modo natural. Es de vital importancia considerar que el método arroja resultados útiles cuando se trabaja con estructuras con geometrías regulares en planta y elevación y distribuciones uniformes de masas y rigideces.

El Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF) en su Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo Sección 6 marca las condiciones que tiene que cumplir una estructura para ser considerada como regular y afectar o no el Factor de Comportamiento Sísmico (Q), dichas Condiciones de Regularidad serán revisadas en base al proyecto y son las siguientes:

1.- Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.

Como se aprecia en el plano estructural tipo anexo a este trabajo el edificio es simétrico en lo que respecta a su geometría y masas.

2.- La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5

Con base al proyecto se tiene un edificio con una altura aproximada de 14.47 m y la dimensión menor de su base en cualquiera de los lados de su base es de 27 m.

$$\frac{H}{h} = \frac{14.47(m)}{27(m)} = 0.53 ; \text{ por lo tanto cumple.}$$

3.- La relación largo a ancho de la base no excede de 2.5

La relación largo a ancho es igual con uno por tener la misma dimensión.

4.- En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión excede de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.

Considerando que se trata de un edificio en forma de cruz como marca el proyecto se tiene que las salientes propias de la geometría del edificio son mayores del 20 por ciento, por lo tanto la estructura no cumpliría con esta condición de regularidad. Tomando en cuenta que es perfectamente simétrica en su geometría y distribución de cargas en sus distintos niveles, se propone que las salientes que son cuatro nulifican entre sí los efectos de torsión en la estructura.

5.- En cada nivel se tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

Los dos sistemas de piso y techo que forman la estructura (losa de concreto reforzado y vigueta y bovedilla) son rígidos y resistentes.

6.- No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de las aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

Las áreas de vacíos en cada nivel no son mayores al 20 por ciento del área en planta del edificio y no causan asimetrías en el mismo por estar colocadas en la misma posición en todos los niveles.

7.- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

Ninguno de los valores del peso de cada nivel son menores que el del nivel inmediato inferior.

8.- Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de esta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

Las áreas en todos los niveles del edificio son iguales.

9.- Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o por trabes o losas planas.

Todas las columnas y castillos del edificio están restringidos por los sistemas mencionados arriba.

10.- La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior.

Entre ningún valor de la rigidez de entrepiso el valor tiene una diferencia mayor al 100 por ciento con respecto del entrepiso inmediato inferior.

11.- En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

El valor de la excentricidad torsional no excede en ningún caso el 10 por ciento del valor de la dimensión paralela a la excentricidad medida en planta.

Por lo tanto se concluye que la estructura es regular por lo que el Coeficiente de Comportamiento Sísmico Q no se ve afectado. Su valor es fijado en las Normas Técnicas Complementarias del RCDF para diseño por Sismo en su Sección 5.3 en donde se marca que será $Q=2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales esté suministrada por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o traveses de concreto reforzado.

En el Art.139 del RCDF señala que la estructura por tener un uso habitacional se clasifica como del tipo B y por estar ubicada en la denominada zona III_c o de lago las NTC- Sismo en su Sección 1.5 le corresponde un coeficiente sísmico igual con $c=0.4$.

El método se basa en la obtención de las fuerzas actuantes debidas a las cargas gravitacionales de la estructura y los cortantes por nivel, para que en una primer aproximación se obtengan mas adelante los desplazamientos de la misma por medio su análisis estructural. Y para tal efecto nos basaremos en la siguiente ecuación:

$$F = \frac{c}{Q} \sum W_i \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} (\text{ton}) \quad \dots (3.1)$$

NIVEL	ENTRE PISO	W _i (ton)	h _i (m)	W _i *h _i (ton*m)	F _{ix} (ton)	V _{ix} (ton)	F _{iy} (ton)	V _{iy} (ton)
5		267	12,950	3457,650	88,672		88,672	
	5					88,672		88,672
4		268	10,420	2792,560	71,616		71,616	
	4					160,288		160,288
3		268	7,690	2060,920	52,853		52,853	
	3					213,140		213,140
2		268	5,160	1382,880	35,464		35,464	
	2					248,605		248,605
1		270	2,830	764,100	19,595		19,595	
	1					268,200		268,200
	SUMA	1341		10458,11				

Tabla 3.7. Análisis Sísmico Estático

Una vez obtenidos los valores de las fuerzas actuantes horizontales y los cortantes por nivel, el análisis de la estructura va encaminado ahora si a tener una propuesta bien concreta de cómo será el arreglo estructural del proyecto, al proponer la geometría de los elementos estructurales que lo componen se revisará que tanto ayudan para absorber las fuerzas que resultaron del análisis sísmico estático anterior.

Como se ha dicho anteriormente el arreglo arquitectónico propuesto para este proyecto es lo que rige el arreglo estructural, en la figura 3.11 se aprecia la propuesta de la planta arquitectónica del proyecto en donde se aprecia que se trata de los ocho departamentos por nivel y el arreglo de los muros divisorios.

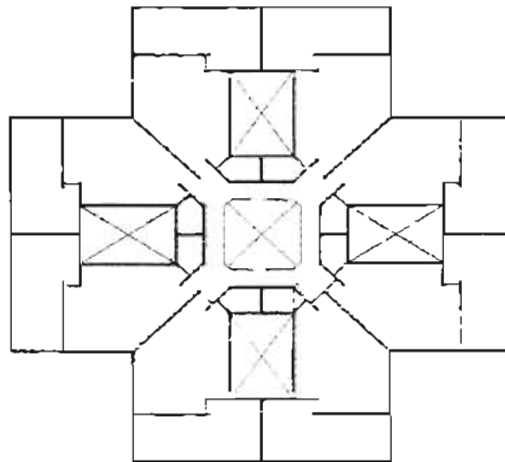


Fig. 3.11. Planta arquitectónica del edificio.

Basados en los planteamientos matemáticos hasta ahora propuestos tras la realización de la primera aproximación de cargas se procede generalmente a la obtención de los desplazamientos horizontales de cada nivel de la estructura y de sus rigideces de entrepiso, hoy día gracias a las herramientas de computo este trabajo resulta ser algo más rápido aunque debe de tenerse una capacitación adecuada para poder manipular con certidumbre estas herramientas, y obtener así diseños confiables; en realidad estos programas de análisis y diseño hacen una gran cantidad de iteraciones en tiempos muy cortos, cosa que con métodos manuales resultaría en la inversión de mas tiempo de cálculo y diseño para cada iteración hasta llegar al diseño óptimo, es claro que la experiencia complementa y hace que seamos mas certeros en el cálculo, pero estas herramientas nos permiten proponer un sin número de opciones entre las que elegiremos la mas adecuada para nuestros propósitos.

III.4.3 Análisis Sísmico Dinámico.

A continuación haremos un recorrido por el contenido y secuencia del Análisis Sísmico Dinámico y Modal Espectral que es el paso siguiente del Diseño Sismorresistente de un edificio.

Para la obtención de las rigideces de entrepiso y de los desplazamientos de cada nivel se puede modelar en los programas de cálculo estructural con todos sus elementos

estructurales (columnas, trabes, muros, cimentación y tipo de suelo en algunos paquetes) o bien se puede descomponer la estructura en marcos y analizarse para cada dirección en el plano (x ó y) hasta obtener los desplazamientos de cada nivel para después obtener las rigideces bajo la siguiente definición:

$$V = [k]\delta \quad \dots (3.2)$$

donde:

V, es el cortante de entrepiso, obtenido de primer instancia en el análisis sísmico estático, en ton.

K, es la rigidez de entrepiso, en ton/cm

δ, es el desplazamiento por nivel, en cm.

Al siguiente proceso se le ha denominado como Análisis Sísmico Dinámico Tridimensional, y consiste en la obtención de los modos de vibración de la estructura a partir de la cuantía de sus rigideces de entrepiso y la masa de cada uno de sus niveles.

A lo largo de nuestro análisis hemos obtenido los pesos en toneladas de cada nivel de la superestructura del edificio y obtendremos ahora el valor de la masa de estos dividiendo por el valor de la aceleración de la gravedad.

$$m_i = \frac{w_i}{a} \left[\frac{\text{ton}}{\text{cm/s}^2} \right] \quad \dots (3.3)$$

Por medio del siguiente determinante conoceremos las frecuencias circulares de vibración de las cuales se derivan los periodos de vibración del edificio.

$$|k - \omega^2 M| = 0 \quad \dots (3.4)$$

si simplificamos para facilidad de cálculo la variable: $\omega^2 = y$, la ecuación (4) nos queda como:

$$|k - yM| = 0 \quad \dots (3.5)$$

donde:

k, es la matriz de rigideces de entrepiso del edificio

M, es la matriz de masas del sistema

ω^2 , es el cuadrado de las frecuencias de vibración

Como se ha señalado en párrafos anteriores, este análisis puede continuar con la ayuda de paquetes de cálculo y a su vez se puede realizar con dos procedimientos distintos para llegar a resultados similares y poder así analizar cual es el modelo que mas concuerde con nuestros propósitos, estos métodos son: dividir la estructura en marcos ortogonales, repartiendo las fuerzas sísmicas a cada marco y en cada nivel; también se puede modelar la estructura tridimensionalmente para su análisis, asignando las fuerzas sísmicas como corresponde. Cualquiera que fuera el método elegido, los resultados que arroja el análisis estructural tenderían a no ser muy distintos entre sí.

Para su representación hoy día también los programas de dibujo nos permiten dibujar estructuras que resultarían demasiado elaboradas para los paquetes de cálculo, con esta herramienta el modelo por analizar se obtiene con una mayor rapidez y precisión, tal y como se muestra en la figura 3.11., se pueden dibujar los elementos estructurales en planta y enseguida pasar a una representación en tercera dimensión con medidas reales como se ilustra en la figura 3.12.

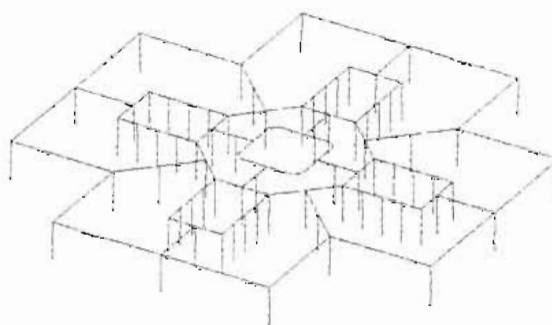


Fig. 3.12 Planta estructural en isométrico.

De la misma forma la idealización de marcos ortogonales también puede armarse en un programa de dibujo y "exportarlo" para su análisis, en la siguiente figura se muestra un ejemplo de la separación por marcos de la estructura para su análisis:

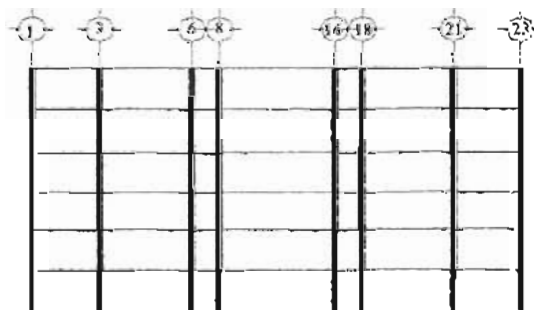


Fig. 3.13. Modelo del marco eje L.

El modelo tridimensional de análisis puede también importarse al programa de cálculo desde el programa de dibujo para después asignar la geometría de cada sección, las propiedades de sus materiales y las cargas aplicadas al modelo de análisis, en la fig.3.14 podemos observar la complejidad que genera el modelo tridimensional, pero al final obtenemos los resultados mas cercanos a la realidad por cada aproximación para llegar finalmente al diseño estructural.

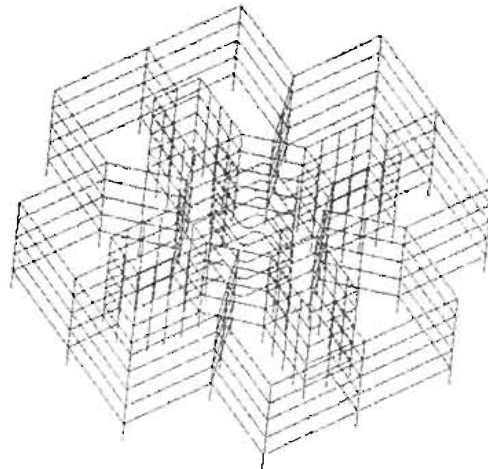


Fig. 3.14. Modelo tridimensional del edificio.

Una de las principales características estructurales que afectan la respuesta de un edificio sometido a cargas sísmicas y en la lógica de que el comportamiento estructural es elástico y no presenta daño alguno a la estructura es el **Periodo Fundamental de Vibración**. El periodo fundamental de vibración de una estructura T es el tiempo en que la estructura toma para completar un ciclo completo de vibración.

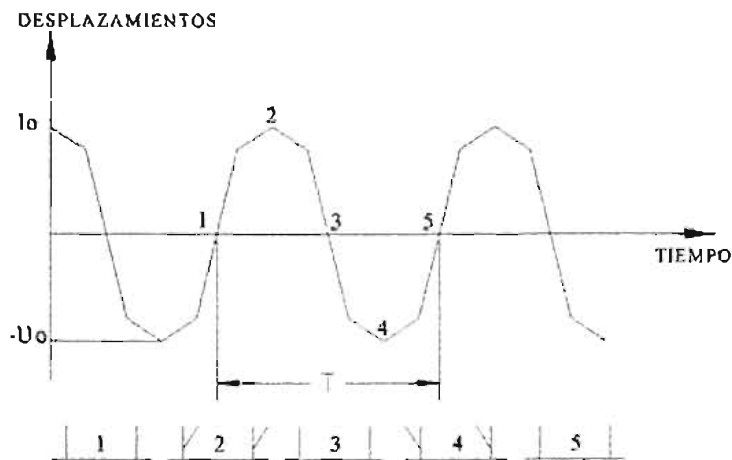


Fig. 3.15. Periodo de vibración de un sistema de un grado de libertad

Si seguimos un ciclo de vibración como el que se ilustra en la figura 3.15, en la posición 1 la masa está en su posición de equilibrio (el desplazamiento es nulo), de ahí se mueve a la derecha hasta que llega al máximo desplazamiento en la posición 2, a partir de este punto el desplazamiento disminuye y regresa a su posición de equilibrio en la posición 3, continúa moviéndose hacia la izquierda hasta alcanzar el máximo desplazamiento de ese lado en la posición 4. Después de este punto la masa comienza de nuevo a desplazarse a la derecha hasta alcanzar nuevamente la posición de equilibrio en la posición 5, así pues un ciclo completo de movimiento está dado por las posiciones 1-2-3-4-5, de tal suerte que en la posición 5 el estado del sistema

(desplazamiento y velocidad) son los mismos de la posición 1 donde la estructura está lista para iniciar un nuevo ciclo.

El determinante de la ecuación 3.5 arroja como resultado el cuadrado de las frecuencias circulares de cada nivel, mismas de las cuales nos permiten obtener los periodos de vibración de nuestro edificio mediante la siguiente expresión:

Como
$$y_i = \omega_i^2 \dots (3.6)$$

Las frecuencias circulares son iguales con:

$$\omega_i = \sqrt{\omega_i^2} \dots (3.7)$$

y los periodos naturales de la estructura son:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \dots (3.8)$$

Si bien el sistema de un grado de libertad conduce a aproximaciones razonables para obtener una estimación del comportamiento global de edificios, existen ocasiones en las que es necesario el recurrir a modelos mas sofisticados en los que la masa de la estructura ya no se concentra en un solo punto, sino que se distribuye en varios puntos a lo alto del edificio. Generalmente, en este tipo de modelos se supone que la masa está concentrada en los niveles de piso, y se sujeta a desplazamientos laterales únicamente.

Con ayuda de los cuadrados de las frecuencias circulares de cada nivel podemos sustituir en las ecuaciones resultantes de la ecuación 3.5 del análisis dinámico para tener así los **Modos de Vibración de la estructura** los cuales son la representación de manera unitaria de los desplazamientos en el plano de aplicación de las fuerzas sísmicas, en otra palabras estos modos representan la magnitud del desplazamiento horizontal de cada nivel al aplicar el nivel de frecuencia obtenido y que a su vez aumenta por cada nivel de frecuencia el mismo numero de veces que cruza la vertical, la siguiente figura muestra este comportamiento:



Fig. 3.16. Modos de vibración de la estructura.

Para fines del diseño sismorresistente, los movimientos del terreno durante un sismo se miden por medio de un acelerógrafo, el cual mide la historia de aceleraciones del terreno. Como la aceleración es función de la velocidad en el tiempo, es posible obtener la historia de velocidades a partir de las aceleraciones del terreno, a su vez la velocidad es función del desplazamiento en el tiempo y también es posible conocer la historia de desplazamientos del terreno. Lo que normalmente nos interesa es conocer únicamente la respuesta máxima, por ejemplo, nos interesa conocer el desplazamiento lateral máximo, o el cortante basal máximo o el momento de volteo máximo, etc.

Una de las herramientas más útiles para evaluar la severidad de la respuesta máxima de una estructura a un sismo dado es **El Espectro de Aceleraciones del Terreno**, ya que al obtener dichas aceleraciones y como ya se ha dicho antes podrán evaluarse la magnitud de los desplazamientos del edificio.

En las NTC-Sismo en su sección 3 manifiesta que cuando se aplique el análisis dinámico modal se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_0} \quad ; \text{ si } T < T_a \quad \dots (3.9)$$

$$a = c \quad ; \text{ si } T_a \leq T \leq T_b \quad \dots (3.10)$$

$$a = qc \quad ; \text{ si } T > T_b \quad \dots (3.11)$$

$$\text{donde: } q = \left(\frac{T_b}{T} \right)^r \quad \dots (3.12)$$

T es el periodo natural de la estructura; T , T_a y T_b son los periodos pertenecientes al espectro de aceleraciones del terreno; c es el coeficiente sísmico y r un exponente que depende de la zona en que se haya la estructura.

En la última edición de la NTC-Sismo en su sección 3 se marca el espectro de diseño sísmico para la zona donde se encuentra ubicado este proyecto que la zona IIIc y que se muestra a continuación:

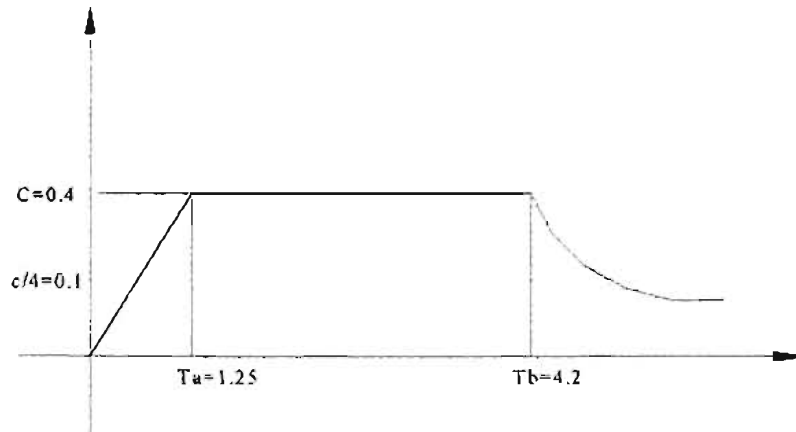


Fig. 3.17. Espectro de Diseño Sísmico, Zona IIIc

Por último se calcularán los desplazamientos, previo hecha una reducción de las fuerzas sísmicas propuesta en la sección 4 de las NTC-Sismo, y estos desplazamientos se calcularán por medio de la ecuación siguiente:

$$u_i = \frac{a_i}{\omega_i^2} c_i |\phi_i| \dots (3.13)$$

donde: a_i : es la aceleración en (cm/s^2) obtenida del espectro de diseño,
 ω_i^2 : es el cuadrado de la frecuencia circular del edificio,
 Φ_i : es el modo de vibración de la estructura, y

$$c_i = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{ij}}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{ij}^2}$$

Continuando con el diseño estructural, ahora con los datos obtenidos atrás y haciendo las combinaciones de cargas que marca el RCDF en sus Criterios de Diseño sección 2.3, y marca que la seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo. Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva de la sección 6.1, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea

especificada en la mencionada sección; y

b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

Podemos ahora obtener las secciones que conforman nuestro arreglo estructural, es decir, armados, desarrollos y secciones transversales de trabes, dalas, castillos, columnas y sistemas de piso. Esto desemboca en su representación gráfica del plano estructural tipo y que se muestra en el **Anexo 1** de este trabajo.

BIBLIOGRAFÍA

TARBUCK, J. EDWARD
LUTGENS, FREDERICK K.
Ana María Rúbio, Traducción.
Ciencias de la Tierra.
Prentice Hall, 6ª ed.
España, 2000
pp. 357-373.

FUNDACIÓN ICA
SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, A.C.
CONAFOVI
Edificaciones de Mampostería para vivienda.
Fundación ICA, A.C., 3ª ed.
© Derechos Reservados, 2003.
México, 2003

MELI, ROBERTO
Diseño Estructural.
Limusa, 2ª ed.
México 2002
pp. 301-308, 395-398, 442-459, 480-483.

PREMEX
ANIPPAC
PCI
Sistemas de piso prefabricados, Manual Técnico.
Presforzados Mexicanos de Tizayuca, S.A. de C.V., 3ª ed.
México 2003

GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL,
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL.
Normas Técnicas Complementarias para diseño de estructuras por Sismo.
México, 2004.

CAPITULO IV. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

IV. Procedimiento Constructivo.

IV.1. Conceptos Generales de Diseño de las cimentaciones compensadas.

Como ya se ha mencionado anteriormente, el tipo de cimentación más conveniente para nuestro propósito es una que cumpla con la doble función de un soporte adecuado y además brinde un espacio para alojar los estacionamientos de los usuarios de los edificios, para tales requerimientos, una cimentación tipo cajón es la adecuada y a continuación se proporcionan algunos aspectos generales que se toman en cuenta para el diseño de esta estructura.

En general, para los miembros que componen nuestra estructura, el requisito fundamental de un elemento estructural es el de contar con una resistencia suficiente, es natural pensar que la primer consideración que se tiene que satisfacer. Así pues, se proponen secciones de resistencia suficiente y después se comprueba la forma en que cumplen con los requisitos de comportamiento bajo condiciones de servicio y a su vez se evalúan los costos, es decir, después de definidas las características geométricas de la sección de manera que tenga suficiente resistencia, se revisan, por ejemplo, las deformaciones y los agrietamientos para comprobar si están dentro de los límites permisibles. Por último, una vez establecidas las alternativas estructurales aceptables, se hacen comparaciones de costos para escoger las más adecuadas.

Dada la cantidad de variables que intervienen, no ha sido posible establecer un conjunto de reglas rígidas para dimensionar, sin embargo, hay ciertos principios a los que se ha llegado tras mucho tiempo del desarrollo de los procesos de ingeniería, haciendo una evaluación exhaustiva del entorno.

Principalmente debe buscarse la sencillez constructiva y la uniformidad; deben evitarse las discontinuidades tanto en las dimensiones del concreto como en la distribución del refuerzo. Dentro de las limitaciones que imponen los requisitos de resistencia y de condiciones de servicio, los proyectistas buscan, generalmente, soluciones óptimas en cuanto a consumo de materiales; pero hay que tomar en cuenta otros factores tales como las cimbras, obras falsas, mano de obra, la duración de la construcción y el procedimiento constructivo adoptado, además con la interacción con otros subsistemas de la obra (instalaciones eléctricas, sanitarias, etc).

Por lo tanto hay que tener cuidado en generar soluciones demasiado rebuscadas de difícil ejecución, con el consiguiente aumento de costo; haciendo un análisis completo y cuidadoso de los costos totales de construcción lleva con frecuencia a la conclusión de que la sencillez constructiva disminuye dichos costos, producto de una reducción significativa en los tiempos de ejecución y a costos de mano de obra inferiores.

Para lograr sencillez y rapidez constructiva, es conveniente estandarizar secciones en el mayor grado posible, produciendo elementos estructurales con formas geométricas sencillas, dicha estandarización trae consigo la simplificación de la mano de obra y la posibilidad de lograr una planeación eficiente del uso de todos los sistemas de construcción como el de cimbra por ejemplo; de igual manera, la estandarización de los

detalles del refuerzo facilita las labores del habilitado y de colocación, al mismo tiempo que simplifica la supervisión y el control de costos.

Una de las actividades medulares en la creación del proyecto es la selección de la calidad y características de los materiales mas conveniente pues la tendencia es la de construir con materiales de resistencia cada vez mayor, lo que ha permitido diseñar elementos mas ligeros y esbeltos. Pero, puede resultar más económico trabajar con calidades normales cuando la esbeltez y la ligereza no son factores limitantes. De forma similar, hay que poner mucha atención con los porcentajes de acero de refuerzo ya que generalmente se cumple que a porcentajes altos de acero de refuerzo, se disminuyen pesos y se logran elementos mas esbeltos y a porcentajes bajos se cumple lo contrario; por lo tanto, se tiene que tener mucho cuidado de la cantidad de acero respecto al precio de éste en el mercado.

La cimentación se construirá a base de concreto reforzado y una de las ventajas de este material es la de tener la facilidad de poder variar su resistencia de los elementos a lo largo de sus ejes longitudinales, con el fin de ajustar su resistencia a la magnitud de las reacciones internas.

El corte de barras y, en general, todas las consideraciones relativas a la colocación de barras, formación de ganchos en los extremos, formación y colocación de estribos y hélices y otros aspectos similares, se denominan *detallado del refuerzo*. El detallado del refuerzo tiene importancia no únicamente para lograr el óptimo en la cantidad de refuerzo, sino también para conseguir estructuras de comportamiento adecuado. Se han desarrollado ciertos criterios sobre el tema que han dado pauta para las recomendaciones especificadas en los reglamentos de construcción y sus normas técnicas, algunos de estos criterios son los siguientes:

- a) *Los armados deber ser sencillos.* Se ha señalado antes que un diseño óptimo en la cantidad de acero lograda a base de detalles complicados puede resultar contraproducente por el incremento en el costo en mano de obra y su supervisión.
- b) *No debe haber congestionamientos del refuerzo.* Si la cantidad de acero es excesiva y no se dejan separaciones suficientes entre las barras, se dificulta el colado del concreto y en consecuencia la estructura puede debilitarse debido a la formación de cavidades o zonas en las que el concreto se haya segregado.
- c) *El refuerzo debe tener recubrimientos adecuados.* El recubrimiento protege al acero de dos agentes: la corrosión y el fuego. La magnitud del recubrimiento debe fijarse, por lo tanto, según la importancia de estos agentes agresivos. Debe proveerse siempre un recubrimiento suficiente, a pesar de que el ancho de grietas es mayor mientras mayor sea el recubrimiento.
- d) *Las barras deben estar ancladas.* Las barras deben desarrollar el esfuerzo de fluencia entre las secciones de momento máximo y sus extremos. Por lo tanto se debe vigilar que siempre existan longitudes de anclaje suficiente para desarrollar el esfuerzo de fluencia.
- e) *Las estructuras deben tener un comportamiento dúctil.* Esto se logra limitando los porcentajes de refuerzo de flexión y cuidando los detalles de anclaje de las barras longitudinales y del refuerzo transversal por cortante. El detallado del

refuerzo con longitudes de anclaje y traslapes amplios, sin cortes o dobleces excesivos en las barras y con estribos a separaciones adecuadas, permite obtener estructuras dúctiles, con un aumento pequeño en la cantidad de acero de refuerzo.

Las cimentaciones tipo cajón se diseñan con el propósito de distribuir la carga sobre toda el área posible además de dar una medida de rigidez ante suelos débiles o compresibles utilizando el principio de compensación entre el peso total de la estructura, incluyendo el de la propia cimentación, y el peso del suelo excavado para reducir la carga neta sobre el suelo de desplante. De esta manera, el asentamiento total de la cimentación se reduce y esto hace que el asentamiento diferencial también disminuya.

Actualmente, este tipo de cimentaciones se ha dividido en tres variantes: cimentaciones parcialmente compensadas, compensadas y subcompensadas. Sin embargo en la práctica es raramente posible balancear las cargas de manera que ninguna presión adicional pase al suelo. Las fluctuaciones en el Nivel de Aguas Freáticas (NAF) del terreno afectan la flotación o compensación de los pesos mencionada antes; también, en muchos casos se ha visto que la carga viva sobre los inmuebles presenta variaciones considerables respecto a los valores de diseño. Otro factor que causa un asentamiento de una cimentación compensada es la reconsolidación del suelo que se ha dilatado como resultado de la remoción del suelo suprayacente durante la excavación a pesar de los procedimientos de excavación regidos por el cálculo de expansiones del terreno. Por lo tanto la dilatación, ya sea por movimientos a largo plazo o elásticos, debe ser seguida por reconsolidación cuando la carga se coloca nuevamente en el suelo al construir la superestructura.

IV.1.1. Presión de la tierra sobre los elementos de resistencia.

Los muros del cajón deben, generalmente, ser diseñados como muros de retención en cantiliver de soporte propio aún cuando puedan ser eventualmente apuntalados por la construcción del piso o losa de fondo, y una estabilidad adicional contra un volcamiento producido por la carga de la superestructura en la parte superior de los muros. Los efectos de carga sobre el muro se pueden modelar como una distribución triangular de presión lateral de tierra (fig. 4.1) en la parte posterior del mismo; entonces, la intensidad de la presión de la tierra en cualquier punto del muro está dada por la ecuación 4.1.:

$$p = K\gamma d \dots (4.1)$$

donde:

- K, es el coeficiente de presión de la tierra
- γ , es la densidad del suelo
- d, es la profundidad hasta el nivel de desplante

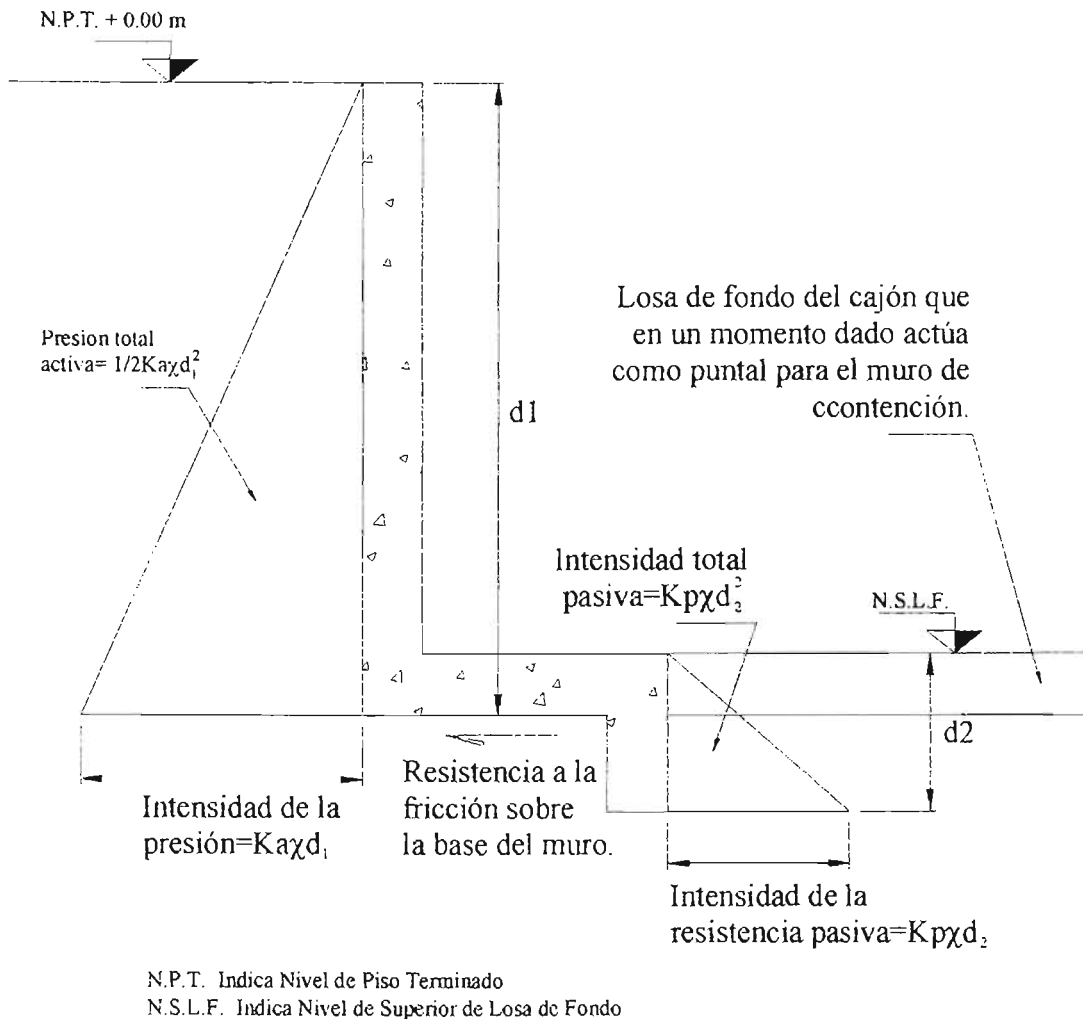


Fig.4.1. Presión activa y resistencia pasiva de la tierra en un muro en cantiliver de contención.

Donde se permite que el muro ceda por deflexión, como en el caso de un muro en cantiliver, o por un deslizamiento horizontal o rotación en la punta, el coeficiente K es el coeficiente de *presión de tierra activa* (k_a). Un movimiento en la parte anterior del orden de 1/1000 a 1/500 de la profundidad de la excavación es generalmente considerado como suficiente para movilizar condiciones de presión activa, M. J. Tomlinson propone valores de (k_a) para varios valores del ángulo de fricción entre el muro y el suelo se muestra en la tabla 4.1.

Se debe hacer notar que el movimiento del muro para las condiciones de presión activas significa que habrá una fluencia correspondiente del suelo retenido acompañado por un asentamiento de la superficie del suelo circundante, para contrarrestar dicho efecto es necesario apuntalar el muro y la forma de hacerlo es con la losa de fondo, la cual, tiene la suficiente rigidez para soportarlo; una vez que el movimiento de los muros se previene de esta forma que resulta ser casi por "default", el coeficiente de presión de la tierra de la ecuación 4.1 se puede tomar como un *coeficiente de presión residual de la tierra* (k_R) tabla 4.2.

Ángulo de la fricción interna del muro	Ángulo efectivo de la resistencia al esfuerzo cortante, (grados)								
	15°	18°	21°	24°	27°	30°	33°	36°	39°
0°	0,589	0,528	0,472	0,42	0,376	0,333	0,295	0,26	0,228
10°	0,533	0,48	0,431	0,387	0,346	0,308	0,274	0,243	0,214
12°	0,526	0,474	0,426	0,382	0,342	0,305	0,271	0,24	0,212
14°	0,52	0,468	0,421	0,378	0,339	0,303	0,269	0,239	0,21
16°	0,515	0,464	0,418	0,375	0,336	0,3	0,267	0,237	0,209
18°	0,511	0,461	0,414	0,372	0,334	0,299	0,26	0,236	0,209
20°	0,508	0,458	0,412	0,37	0,332	0,297	0,265	0,235	0,208
22°	0,506	0,456	0,41	0,369	0,331	0,296	0,264	0,235	0,208
24°	0,505	0,455	0,409	0,368	0,331	0,296	0,264	0,235	0,208
26°	0,504	0,454	0,409	0,368	0,33	0,296	0,264	0,235	0,208
	Arcilla limosa y limos arcillosos			Limos arenosos y limos		Arenas y gravas			

Tabla 4.1. Valores del coeficiente k_a para la presión activa de la tierra.

Por otro lado Tomlinson propone algunos valores típicos del coeficiente residual de presión de la tierra:

Material	K_R
Arena Suelta	0.50
Arena Densa	0.35
Arcilla normalmente consolidada	.075
Arcilla reconsolidada	1.00

Tabla 4.2. Valores de K_R

También tiene que tomarse en cuenta que el movimiento del muro para activar la condición activa inducirá presiones en el suelo de manera que el valor máximo del ángulo de resistencia cortante será sobrepasado y se operará un valor más bajo al que denominaremos (ϕ_{mass}) y que puede tomarse de la prueba de compresión triaxial aplicada al suelo de estudio (ϕ_t) como se muestra en la figura 4.2.

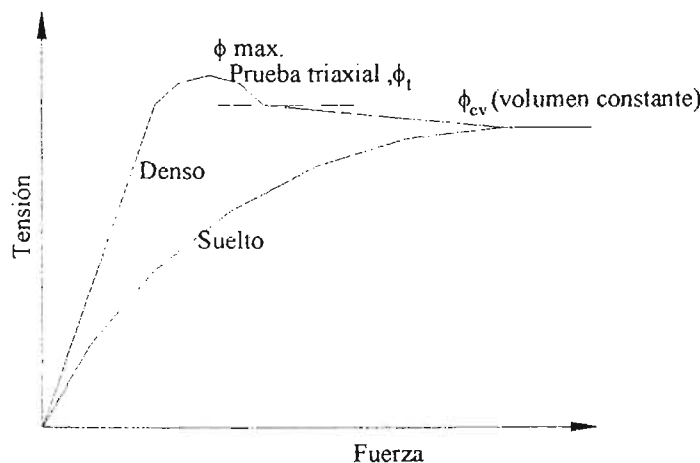


Fig. 4.2. Plano del diagrama esfuerzo cortante.

El valor máximo del ángulo de fricción del muro (δ_{mass}) puede ser tomado como $2/3$ (ϕ_{mass}). Se requiere de un movimiento relativo entre la estructura y el suelo para

movilizar este valor. Los cálculos de la presión activa deben tomar en cuenta cualquier sobrecarga, cargas lineales o cargas puntuales aplicadas en la superficie del terreno por detrás del muro de retención y de forma muy importante se debe considerar la presión hidrostática.

Por otro lado los valores del coeficiente de resistencia pasiva (k_p), para varios ángulos de resistencia al cortante del suelo y varios ángulos de resistencia al cortante del muro se muestran en la tabla 4.3. En donde la movilización de la resistencia pasiva total del suelo, requiere de un movimiento horizontal mayor que el requerido para las condiciones de presión activa.

Angulo de la fricción del muro	Angulo de resistencia al esfuerzo cortante , grados.									
	15°	18°	21°	24°	27°	30°	33°	36°	39°	
0	1,70	1,89	2,11	2,37	2,66	3,00	3,40	3,86	4,40	
$= \phi / 2$	1,98	2,32	2,73	3,26	3,92	4,78	5,91	7,44	9,53	
	Arcilla limosa y limos arcillosos			Limos arenosos y limos		Arenas gravas				

Tabla. 4.3. Valores del coeficiente K_p de resistencia pasiva.

Donde los muros de retención se apoyan en arcillas de blandas a firmes normalmente consolidadas, las condiciones de no drenado a corto plazo pueden ser más críticas que las condiciones de drenado al largo plazo. Por lo tanto la intensidad de la resistencia pasiva del suelo a la profundidad (d) debe calcularse de la cohesión máxima sin drenar del suelo (C_u) de la ecuación 4.2.

$$P_p = \gamma d + 2C_u \dots (4.2)$$

La presión activa del suelo en un muro como el nuestro se puede calcular con ayuda de de la ecuación 4.1 y la distribución de la presión de la tierra se puede considerar como triangular. Las presiones de la tierra se deben calcular en varias etapas de la construcción del mismo. Tras innumerables experiencias en el desarrollo de la ingeniería se ha visto que los muros de los cajones deben de ser diseñados para no depender en su conexión con la losa de fondo del cajón para lograr estabilidad contra el volcamiento o un deslizamiento; por otra parte, el espesor de la base debe ser suficiente para conservar la presión de carga en la punta de la base de la losa dentro de los límites confiables y para asegurar que la resultante de la presión en la parte de atrás del muro y el peso del muro caigan dentro del tercio medio de la base. La uniformidad en el espesor de la base suministra un ahorro en la fabricación y edificación del cimbrado y un mínimo de recubrimientos y de dobladuras en el acero de refuerzo.

Las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Cimentaciones (NTC-Cimentaciones) en su sección 3.4.3 dice que para los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y del suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos colindantes. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 50 por ciento de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para

rellenos compactados contra muros, caso en el que se considerará por lo menos 70 por ciento de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

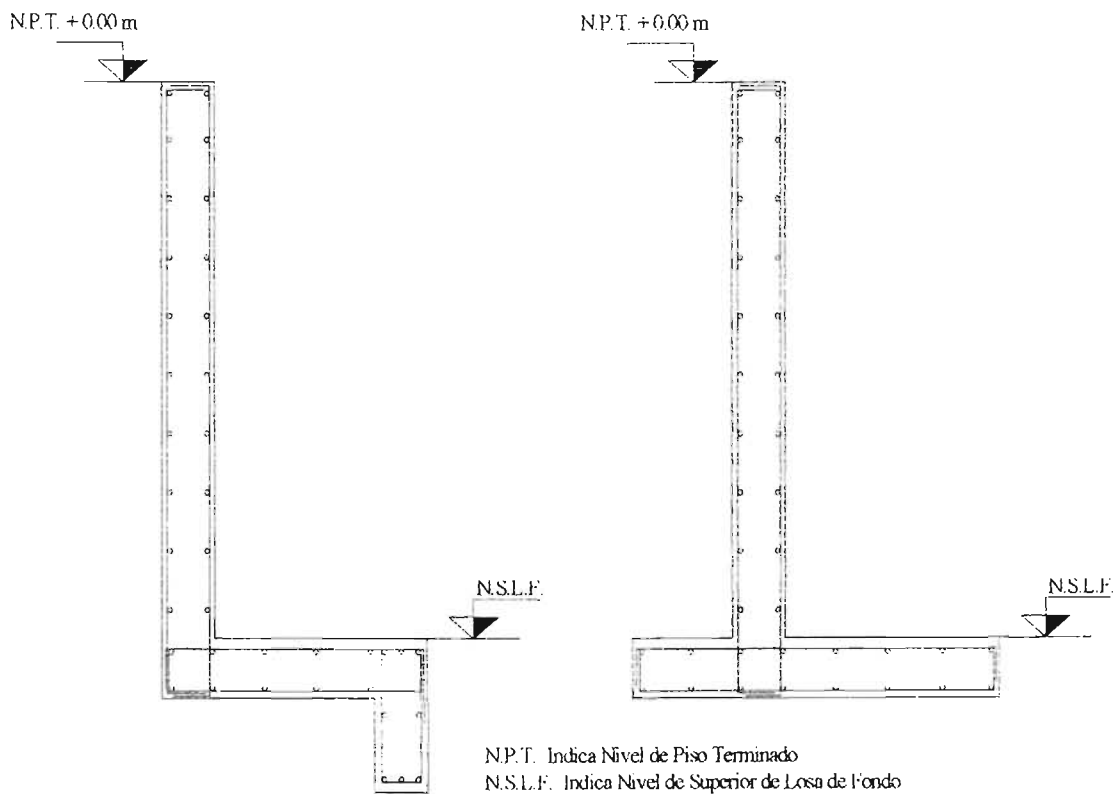


Fig.4.3. Arreglo típico de los muros perimetrales

La solución más adecuada dentro del propio sistema de cimentación que para nuestro caso es compensada, la **Losa de fondo del cajón** tiene que ser lo suficientemente rígida para soportar las distintas facetas del comportamiento del suelo durante la construcción del cajón y también a lo largo de la vida útil de la estructura de la que forma parte, en otras palabras, este sistema estructural debe tener la capacidad de resistir presiones en la superficie inferior de la losa junto con esfuerzos causados por asentamiento diferencial, cargas de columnas no uniformes y reacciones de los muros del cajón.

Como parte de las experiencias en la construcción de este tipo de cimentaciones, se dice que con la finalidad de evitar un agrietamiento de la losa, no debe haber cambios abruptos de partes delgadas a gruesas de la losa y la unión de esta al piso con las bases de las columnas y las cimentaciones del muro, esto podría ser posible con el

habilitado de un “chaflán” o recorte que evita la concentración de esfuerzos en las uniones.

Como fue establecido y estudiado en el capítulo 2 de este trabajo, la capacidad de carga última del suelo de cimentación para la segunda combinación de cargas es igual con 10.12 (ton/m²), este valor nos proporciona como lo dice su nombre es la reacción del suelo sobre la estructura de desplante justo antes de la falla, para obtener la capacidad de carga segura de nuestra cimentación involucraremos ahora un concepto conocido como **Factor de Seguridad** para obtener la capacidad de carga final,

$$q_a = \frac{q_u}{FS} \dots (4.3)$$

en general el factor de seguridad brinda la confianza de hacer diseños confiables en contra de variables de difícil manejo como son:

- a) variaciones naturales en la fuerza cortante del suelo;
- b) deterioro menor local en la capacidad de carga del suelo durante o subsiguiente a la construcción.

Este Factor de Seguridad, el cual tiene un valor de 3 y que fue fijado en el capítulo 2 nos arroja un *valor de diseño para nuestra losa de fondo* igual con:

$$q_a = 3.37 \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) \dots (4.4)$$

Siendo congruentes con uno de los propósitos de nuestra propuesta, se tiene que tener una superficie lisa y uniforme en la extensión del sótano para alojar los estacionamientos, el sistema de **losa y contratrabe** proporciona la rigidez necesaria para evitar una distorsión excesiva de la superestructura como resultado de variaciones en la distribución de la carga sobre la losa o en la compresibilidad del suelo de desplante.

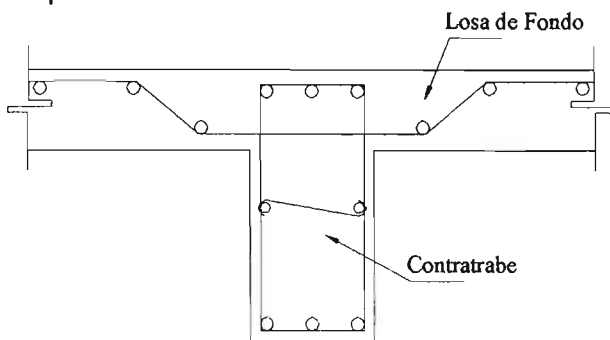


Fig. 4.4. Arreglo estructural de la losa de fondo.

Básicamente el diseño de nuestra losa de fondo y la losa tapa del cajón se ejecuta de la misma forma que en el diseño de una losa de entepiso o cubierta de concreto reforzado con la salvedad de que ahora la carga vertical transmitida al sistema de losa es la reacción proveniente del suelo, y que a su vez se transmite a las contratrabes

quienes dan la rigidez al sistema, como se aprecia en la figura 4.4 el armado de la losa de fondo se invierte con respecto a los armados en niveles superiores pues las cargas ahora vienen de abajo y los elementos mecánicos sobre el sistema tienen signo inverso.

La losa de fondo del cajón puede entonces diseñarse como una losa apoyada perimetralmente por estar soportada por vigas o contratrabes en sus cuatro lados en cada tablero y por este motivo la forma en la que tienden a deformarse es con una doble curvatura hacia su centro geométrico.

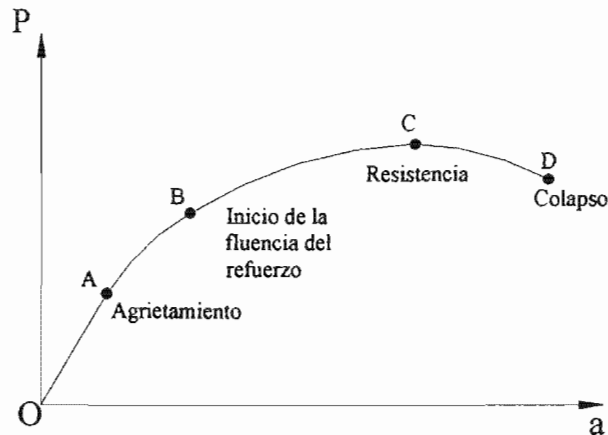


Fig.4.5. Gráfica carga-deflexión de una losa

La gráfica carga-deflexión en el centro del claro de una losa apoyada perimetralmente, ensayada hasta la falla, tiene la forma mostrada en la figura 4.4 en la que se distinguen las siguientes etapas:

- la etapa lineal O-A, en la que el agrietamiento del concreto en la zona de esfuerzos de tensión es despreciable. El agrietamiento del concreto por tensión, representado por el punto A, ocurre bajo cargas relativamente altas. Las cargas de servicio de losas se encuentran generalmente cerca de la carga correspondiente al punto A.
- la etapa A-B, en la que existe agrietamiento del concreto en la zona de tensión y los esfuerzos en el acero de refuerzo son menores que el límite de fluencia. La transición de la etapa O-A a la etapa A-B es gradual, puesto que el agrietamiento del concreto se desarrolla paulatinamente desde las zonas de momentos flexionantes máximos hacia las zonas de momentos flexionantes menores. Por la misma razón, la pendiente de la gráfica carga-deflexión en el tramo A-B, disminuye poco a poco.
- la etapa B-C, en la que los esfuerzos en el acero de refuerzo sobrepasan el límite de fluencia. Al igual que el agrietamiento del concreto, la fluencia del refuerzo empieza en las zonas de momentos flexionantes máximos y se propaga paulatinamente hacia las zonas de momentos menores.
- por último la rama descendente C-D, cuya amplitud depende, como en el caso de las vigas, de la rigidez del sistema de aplicación de cargas.

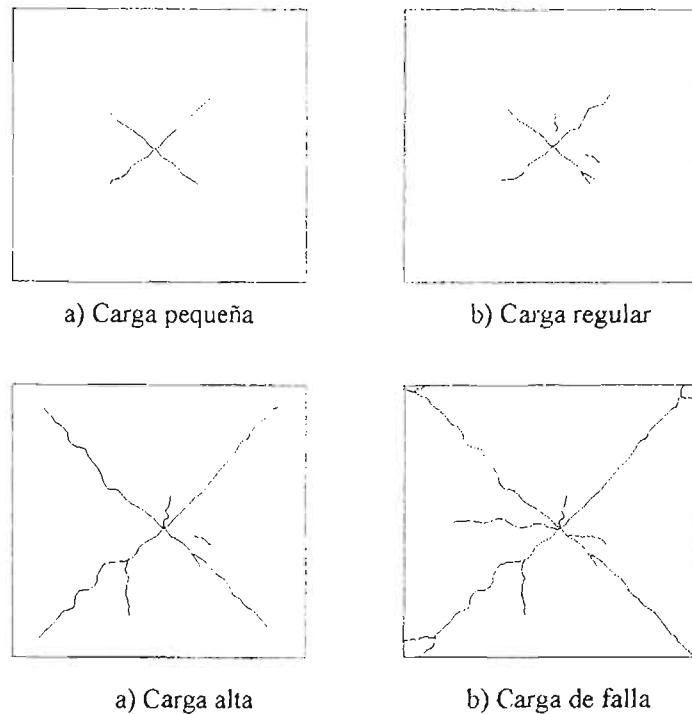


Fig. 4.6. Agrietamientos para distintos valores de carga aplicada a una losa.

El avance del agrietamiento y de la fluencia del refuerzo en distintas etapas de carga se muestran en la figura 4.6, en donde las configuraciones del agrietamiento en la cara superior de una losa cuadrada simplemente apoyada sujeta a carga uniformemente repartida en su cara inferior, para distintos valores de la carga aplicada. Puede observarse que el agrietamiento empieza en el centro de la losa, que es la zona de momentos flexionantes máximos, y avanza hacia las esquinas a lo largo de las diagonales. Los análisis elásticos de las losas indican que los momentos principales en una losa de este tipo se presentan precisamente en las diagonales. En etapas cercanas a la falla, se forman grietas muy anchas a lo largo de las diagonales que indica que el acero de refuerzo ha fluido y ha alcanzado grandes deformaciones. Las deformaciones por flexión de la losa se concentran en estas líneas que reciben el nombre de líneas de fluencia, mientras que las deformaciones comprendidas entre las líneas de fluencia son, en comparación, muy pequeñas.

Para evitar que nuestras losas lleguen a presentar este proceso de agrietamiento por la aplicación de un determinado régimen de carga, como ya se ha mencionado antes, se rigidizará por medio de cotratrabes que evitan la concentración excesiva de esfuerzos al disminuir el área de trabajo de la losa subdivida en áreas mas pequeñas, para recibir los esfuerzos de la losa y traducirlos en flexión que absorbe dicha sección.

Para su dimensionamiento, **las cotratrabes** se diseñan de la misma forma que una viga normal solo que ahora los efectos vienen en sentido inverso como en el caso de la losa de fondo y con la diferencia de tener especial cuidado con la concentración de momentos a que esté sometida la sección, pues al ser sobrepasados los límites de ductilidad para una sección simplemente armada, la sección tendrá que ser reforzada

con más acero tanto en la zona de compresión como en la de tensión, por lo que nuestras secciones se convierten en vigas doblemente armadas.

Además de tomar en cuenta la reacción propia del suelo de desplante y cuyo valor de diseño se muestra en la ecuación 4.4, se tienen que evaluar las expansiones naturales del terreno, mismas que fueron calculadas también en el capítulo 2 y que cumplen con los límites permisibles por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), de las cuales nos ocuparemos al estudiar el proceso de excavación para la construcción del cajón.

IV.2. Trazo, Nivelación y Obras preliminares

IV.2.1. Trazo, Nivelación

Toda obra de Ingeniería Civil inicia con la reproducción sobre la superficie del terreno el trazo dado en los distintos planos del proyecto comenzando por la planta general de proyecto que ubica el o los edificios que forman el proyecto, en nuestro caso se tiene una ventaja pues todo el predio se encuentra rodeado por una barda lo cual permitió localizar los ejes de casi todas las “manzanas” del proyecto y más tarde en la individualidad de cada edificio y con apoyo de los bancos de nivel se procedió al trazo de sus ejes.

Para transportar el trazo y los niveles indicados se utiliza hoy en día aparatos que son precisos y con innumerables funciones para entregar al constructor la posición correcta de los ejes del proyecto para comenzar con la obra, algunos de estos aparatos son las estaciones totales, niveles laser y/o electrónicos.

IV.2.2. Obras preliminares

La tendencia en la industria de la construcción va enfocada a tener los mejores resultados en tiempos óptimos, en menor tiempo posible, para tal efecto se necesitan tener condiciones de trabajo razonablemente óptimas. Existe un parámetro muy importante dentro del proyecto y su ejecución y que es conocido como el de las obras preliminares, estos constan de proveer un sistema eficiente y con buen mantenimiento de caminos temporales en amplios sitios para poder alcanzar y mantener un tiempo rápido de construcción en todos los tipos de clima. Igualmente importante es la atención al drenaje del sitio para tener condiciones secas de trabajo y evitar un bombeo innecesario.

La forma de construcción de caminos temporales depende de las condiciones del subsuelo. Toda forma de tráfico para construcción puede correr en suelos arcillosos o limosos cuando están secos. De esta forma, si es seguro que toda forma de construcción que requiera transportación hacia el sitio, durante la estación seca, no requiera de caminos temporales. Sin embargo, si el programa de construcción requiere que el trabajo continúe durante los periodos de lluvia, es importante considerar la construcción de caminos temporales.

También es importante construir estos caminos temporales antes de que comience la época de lluvias. Ha ocurrido en el pasado que no se le da la importancia debida a la construcción de estas obras mientras se trabaja en caminos de arcilla seca, pero al llegar las lluvias, en un día o dos comienzan a marcarse los neumáticos, en la arcilla mojada, hasta que este se hace intransitable, por lo cual los choferes comienzan a transitar por caminos alternos, ocasionando los mismos estragos, y en poco tiempo toda la superficie del predio está igual. El agua se acumula en los huecos, agrava el aflojamiento y dificulta su secado; entonces se toman medidas drásticas, en muchas ocasiones se ha intentado aplanar el terreno utilizando escombros de ladrillo y concreto, pero la mitad de este material se hunde en el lodo y se pierde, con el peso de los neumáticos, el lodo se cuele entre los fragmentos de escombros y este se sigue hundiendo. Eventualmente y sin exagerar, se coloca entre 1 y 1.5 m de este material para obtener una superficie lisa.

Otro ahorro mal entendido es la construcción de caminos demasiado angostos, en estas condiciones, los vehículos son forzados a transitar por fuera y eventualmente causan la destrucción de las orillas.

Al construir caminos antes de la temporada de lluvias, se puede aprovechar el alto valor de capacidad de carga de la arcilla seca para economizar en el espesor del material para el camino. El costo de materiales impermeables en estos caminos temporales suelo justificarse en pocas ocasiones, y el peso de los vehículos puede destruirlos.

En suelos muy blandos o turbosos se debe considerar la colocación de lienzos de plástico porosos mejor conocidos como geosintéticos sobre la superficie limpia antes de colocar la base granular para el camino. Estos materiales poseen una fuerza de tensión considerable, la cual permite que los vehículos circulen por el camino sin ocasionar movimientos en el suelo y a la vez nivelar y distribuir el material de la base.

Se pueden mejorar en mucho las condiciones de trabajo en época de lluvias atendiendo el drenado del agua de la superficie y del subsuelo. Este aspecto es imperativo sobretodo en lugares en los que las tormentas ocasionarían una rápida inundación o erosión del lugar con el consecuente daño a trabajos de construcción. Si los caminos temporales cruzan por zanjas, estas deben desaguar por debajo de los caminos y todas las que se dirijan hacia el lugar de trabajo se deben desviar.

Otra de las obras preliminares que se ejecutan y no menos importante es la colocación de tapias y cercas en el perímetro de la obra para brindar protección a los peatones que circulan por ahí. El RCDF dispone en su artículo 94 que se podrán colocar los siguientes tipos de tapias o en el caso de uno especial previa autorización por parte del gobierno local o municipio:

- I. Tapias de barrera: cuando se ejecuten obras de pintura, limpieza o similares, se colocarán barreras que se puedan remover al suspenderse el trabajo diario. Estarán pintadas y tendrán leyendas de "Precaución". Se construirán de manera que no obstruyan o impidan la vista de las señales de tránsito, de las placas de nomenclatura o de los aparatos y accesorios de los servicios públicos.

- II. De marquesina: cuando los trabajos se ejecuten a más de 10 m. de altura, se colocarán marquesinas que cubran suficientemente la zona inferior de las obras, tanto sobre la banqueta como sobre los predios colindantes. Se colocarán de tal manera que la altura de caída de los materiales de demolición o de construcción sobre ellas, no exceda de cinco metros;
- III. Fijos: en las obras que se ejecuten en un predio a una distancia menor de 10 m. de la vía pública, se colocarán tapias fijas que cubran todo el frente de la misma. Serán de madera, lámina, concreto, mampostería o de otro material que ofrezca garantías de seguridad. Tendrán una altura mínima de 2.40 m.; deben estar pintados y no tener más claros que los de las puertas, las cuales se mantendrán cerradas. Cuando la fachada quede al paño del alineamiento, el tapial podrá abarcar una franja anexa hasta de 0.50 m. sobre la banqueta. Previa solicitud, el gobierno local o municipio podrá conceder mayor superficie de ocupación de banquetas; siempre y cuando no se impida el paso de peatones incluyendo a personas con discapacidad;
- IV. De paso cubierto: en obras cuya altura sea mayor de 10 m. y en aquellas en que la invasión de banqueta lo amerite, el gobierno local o municipio exigirá la construcción de un paso cubierto, además del tapial. Tendrá, cuando menos, una altura de 2.40 m. y una anchura libre de 1.20 m.

Ningún elemento de los tapias quedará a menos de 0.50 m. de la vertical sobre la guarnición de la banqueta.

IV.3. Excavación.

IV.3.1. Clasificación del material de excavación.

Toda cimentación requiere, en la mayoría de los casos, desalojar el material suprayacente existente al nivel de diseño para su desplante (D_f), para tal efecto tienen que ser tomados en cuenta varios factores, como son: el tipo de material que se va a excavar, la profundidad de la excavación, la estabilidad de las paredes del terreno excavado.

Para poder trabajar con la mayor calidad y rapidez, primero se debe tener una idea bastante clara del tipo de materiales con los cuales vamos a trabajar, el constructor entonces puede echar mano de clasificaciones sencillas de los materiales de excavación para así poder adoptar las estrategias que permitan llevar a cabo la excavación de forma segura y eficiente.

Para tal efecto se han desarrollado clasificaciones del material de excavación bastante prácticas, por ejemplo:

- Por su constitución el material de excavación se puede clasificar como:
 - Roca: Basalto, Granito, caliza, arenisca, pizarra, etc.

- Suelos gruesos: Gravas y Arenas
- Suelos Finos: Limos y Arcilla.

Por su dificultad de excavación, la referencia mas común para ubicar el grado de dificultad que representa la extracción de un material según su dureza, es suponer que será removido con herramienta manual, en función del tipo que requiera para ello será su clasificación, independientemente del procedimiento real de excavación que se vaya a emplear.

- Material Tipo I, Tierra: material extraíble con pala.
- Material Tipo II, Tepetate: material extraíble con pico y pala.
- Material Tipo III, Roca: material que cede con cuña y marro.

Aunque frecuentemente el material tipo II se subdivide en material tipo II y tipo II-A; de manera que el primero representa al más blando y el segundo al mas duro.

Tipo de Material	Densidad Media Aprox.	Clasificación			
		I	II	II-A	III
Basalto	3,00				X
Granito	2,65				X
Arenisca cementada	2,60			X	
Caliza dura	2,70			X	X
Grava y Arena seca	1,75	X			
Gr. Y Ar c/arcilla	2,00			X	
Arcilla ligera	1,65		X		

Tabla 4.4. Clasificación del material de excavación

Por su condición de extracción, los materiales de excavación se pueden clasificar como se muestra a continuación:

- De acuerdo con el nivel freático:
 - En seco ó en agua.
- De acuerdo con la estabilidad de sus paredes:
 - Ademado o sin ademar,
 - A plomo o con taludes.
- De acuerdo con su ubicación:
 - En Cepa
 - En Socavación
 - En Banco
- Por el medio empleado para su extracción:
 - A mano,
 - A máquina
 - Con explosivos

Debe tenerse muy en cuenta que todo material al extraerse pierde su volumen original, produciéndose en él un incremento al que se le denomina abundamiento.

De tal suerte que para un material extraído de un banco, se ha propuesto una expresión matemática que permite cuantificar el abundamiento

$$S_w = \left[\left(\frac{B}{L} \right) - 1 \right] \times 100 \quad \dots (4.5)$$

en donde:

- S_w , es el abundamiento para un m^3 dado en porcentaje
- B, es el peso de $1 m^3$ de tierra inalterada tomada del banco
- L, es el peso de $1 m^3$ de tierra suelta extraída del banco.

Por lo tanto tras innumerables repeticiones de se han concluido los siguientes valores de abundamiento para distintos materiales:

- Arena o grava: de 5 a 10%
- Suelo superficial: de 10 a 20%
- Tierra común: de 20 a 45%
- Arcilla: de 30 a 60%
- Roca Sólida: de 50 a 80%.

IV.3.2. Estabilidad de las paredes de la excavación.

En la sección 4.3.1 se abordó una clasificación general de los materiales de excavación, por lo que toca ahora revisar las consideraciones necesarias acerca del comportamiento de nuestro tipo de suelo existente en el predio del proyecto para proponer un sistema de excavación eficiente.

Tres consideraciones principales rigen la determinación de pendientes o cortes estables para excavaciones abiertas:

- El tipo de suelo
- El tiempo durante el cual deberá permanecer abierta la excavación, y
- El grado permisible de riesgo de derrumbe.

El entorno circundante a nuestro proyecto es también un factor muy importante ya que si existe una propiedad colindante (cualquiera que fuese su rubro), no debe existir riesgo de derrumbe, y se debe adoptar un *Factor de Seguridad* alto. En forma similar debe haber un factor de seguridad adecuado si un derrumbe pudiera dañar la base de un muro de contención o socavar una alcantarilla o tubería de agua. Y por último siempre se tiene que tener presente que ante todo se encuentra la integridad física de todas las personas que laboran en la obra y también de las personas que se encuentran en la proximidad de los trabajos.

Teóricamente una excavación abierta en un suelo de arcilla normalmente consolidada permanecerá en forma vertical sin soporte siempre y cuando la altura de la cara de corte no exceda la altura crítica de excavación (H_c) donde

$$H_c = \frac{4\bar{c}}{\gamma} \dots (4.6)$$

donde:

- \bar{c} , es el valor de la cohesión de la arcilla
- γ , es el valor de la densidad de la arcilla

De tal suerte que los valores de H_c para arcillas de diversas consistencias se muestran en la siguiente tabla.

	Muy blandas	Blandas	Firmes
Cohesión (kg/m²)	0 - 1784.48	1784.48 – 3568.9	3568.9 – 7137.9
Altura Crítica (m)	4	4 a 8	8 a 16

Tabla 4.5 Altura crítica de cortes en arcilla.

Sin embargo, las alturas críticas anteriores pueden ser adoptadas en raras ocasiones debido a los cambios en la estabilidad del corte del suelo debido a los cambios en la presión de agua en los poros, detrás del frente al liberarse la presión lateral. Esto es particularmente importante en arcillas fisuradas o laminadas, cuya estabilidad se puede deber a presiones negativas en el agua de poro que ayuda a mantener las fisuras bien cerradas mientras la masa de arcilla permanece sin descomponerse. A pesar de esto, al remover la presión lateral por medio de excavación, puede tener lugar el cambio de presiones de poro negativas hacia positivas en unos minutos, días u horas, y en lugar de que la arcilla se mantenga unida en las fisuras, está sujeta a deslizarse en una masa de pequeños fragmentos que caen desde el frente de corte o en forma de un derrumbe masivo a lo largo de un plano de falla bien definido.

Cuando se requiere de estabilidad a largo plazo en arcillas de blandas a firmes normalmente consolidadas, la inclinación requerida para un factor de seguridad dado, puede ser determinada con bastante precisión mediante un análisis de los distintos tipos de falla circular para taludes y que se muestran en la fig. 4.7, considerando que se cuente con la información necesaria sobre la fuerza cortante drenada del suelo.

- Deslizamiento superficial
- Falla por movimiento del cuerpo del talud
 - a) Por Rotación
 - Falla local
 - Falla de pie
 - Falla de base
 - b) Por traslación

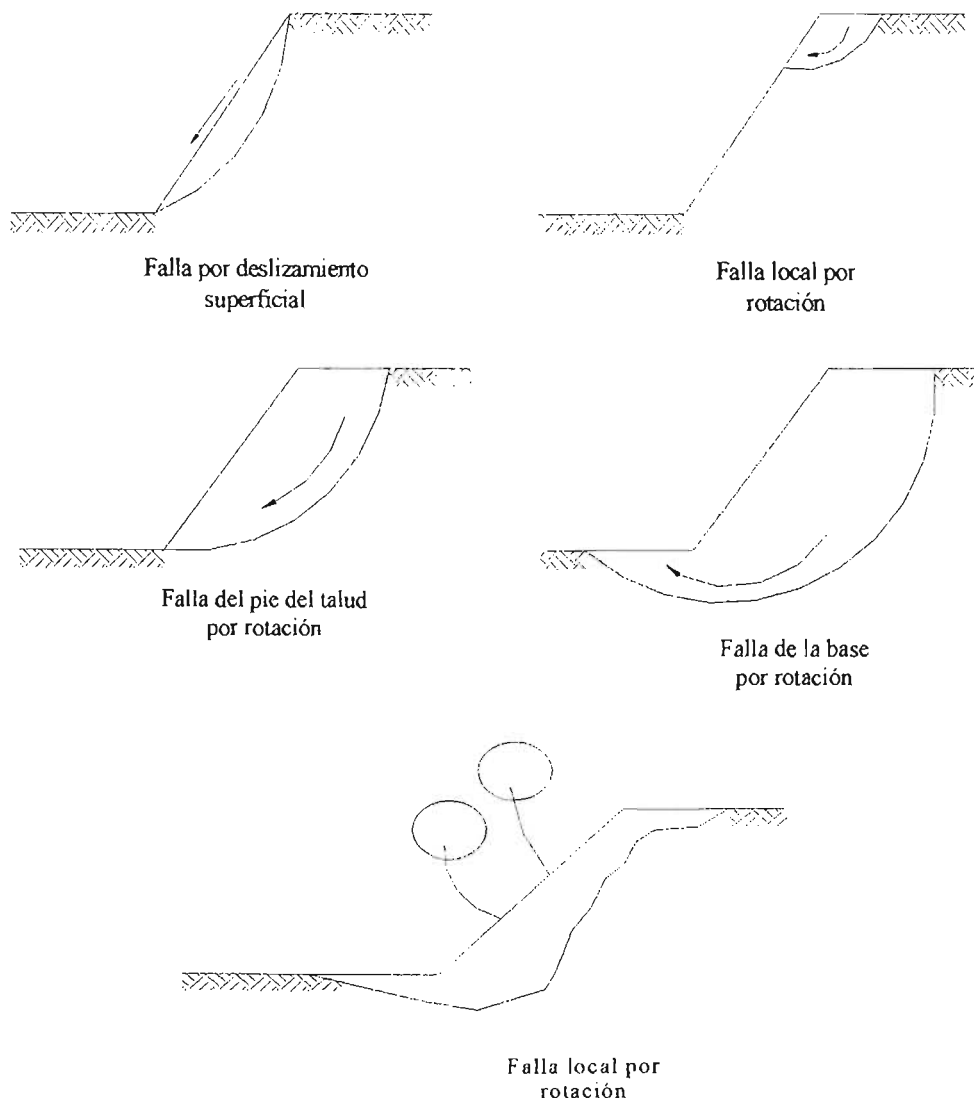


Fig. 4.7. Tipos de Falla de Taludes

Por lo tanto y en base en estudios hechos a la estabilidad de excavaciones en la construcción de cimentaciones compensadas se ha visto que se tiene un comportamiento por parte de las arcillas firmes con taludes que van desde los **verticales** hasta los **1:1** y **1:1/2** (*vertical:horizontal*).

El *Factor de Seguridad* adoptado comúnmente es de $F.S. = 1.5$ para estabilidad de taludes además de tener que considerar una sobrecarga de análisis a la orilla del talud de por lo menos $1.5 \text{ (ton/m}^2\text{)}$ marcado en el RCDF y que tendrá que ser considerado también cuando se obtenga la carga de presión sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación.

IV.3.3. Soporte de las paredes de la excavación en la colindancia.

Los ademes o ataguías son muros o tapias destinados a garantizar la estabilidad de las excavaciones, evitando el derrumbe de sus paredes y frecuentemente impidiendo

además el paso del agua para que el trabajo se realice en seco. Estos elementos pueden ser provisionales o definitivos según se retiren una vez cumplido su objetivo o pasen a formar parte de la estructura si es que para ello fueron diseñadas.

El diseño de estos soportes está regido por las condiciones del suelo y el valor del nivel de aguas freáticas, de la profundidad y el ancho del área excavada y también depende de la magnitud que las estructuras colindantes ejerzan sobre la pared de la excavación, y este último punto es el que nos ocupa principalmente pues colindante al predio de proyecto se encuentran alojadas estructuras cuyo uso es de almacenamiento.

Esta estructura vecina tiene solamente un nivel y una carga uniforme de hasta 2 ton/m^2 es congruente para realizar el diseño del soporte.

Para la elección del tipo de soporte tenemos que tener en cuenta lo siguiente:

- Los soportes colocados serán temporales, es decir, no se diseñarán para ayudar a los muros perimetrales del cajón de cimentación.
- Dichos soportes tendrán que colaborar con la cimbra exterior de los muros del cajón de cimentación.

En grandes excavaciones el sistema más usado son las tablaestacas las cuales pueden ser hincadas a golpes o bajadas en una cepa, se pueden construir con perfiles metálicos, secciones de concreto reforzado, de madera o combinaciones de estos. Pueden además sostenerse entre sí por muescas guiadas usando postes metálicos comúnmente secciones (H) colocados en un sitio como si fuesen pilotes.

El empuje que ejercerá el material lateral sobre el ademe se calcula como si fuese una cuña triangular, tal y como se muestra en la figura 4.1, en cuya base la presión está dada por el peso del terreno multiplicado por la constante de empuje activo que está en función de las características del suelo. Ahí el valor de la presión es el de la ecuación 4.1. Aunque para fines de diseño se determinará la presión efectiva evaluando por cada metro la magnitud de esta presión tal y como se muestra en la misma figura.

$$E_a = \frac{1}{2} k_a \gamma h^2 \quad \dots (4.7)$$

Es lógico suponer que como el material se "adhiere o cuelga" al ademe, éste no ejerce sobre él totalmente la presión considerada, convirtiéndose ésta de triangular a trapezoidal al afectar la expresión matemática del empuje con un factor del 80%.

$$E_a = 0.8 \frac{k_a \gamma h^2}{2} \quad \dots (4.8)$$

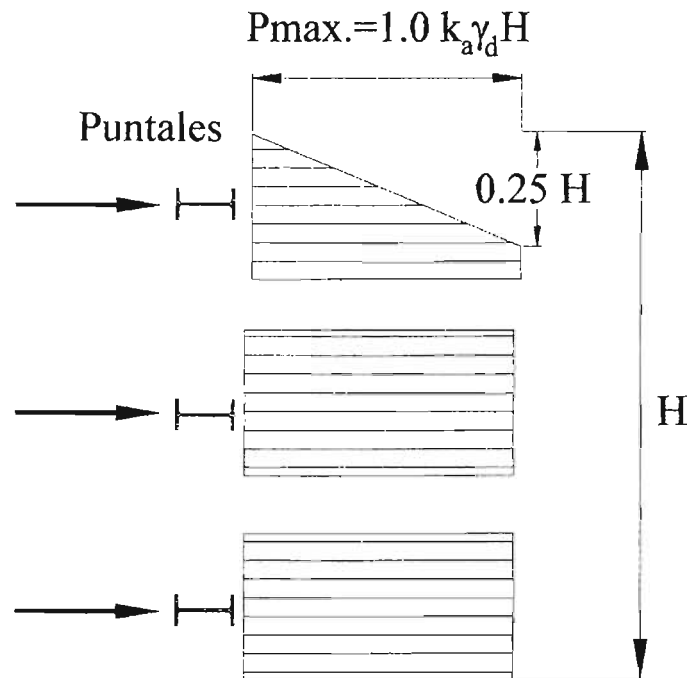


Fig. 4.8. Regla de Terzaghi y Peck para la distribución de la presión en excavaciones de arcillas suaves a firmes.

Si se llegase a proponer un sistema de soporte con madera, por ejemplo, las presiones laterales en profundidades pequeñas pueden ser altamente variables; aparte de la sobrecarga proporcionada por la estructura colindante, se tiene que tener en cuenta que nuestro tipo de suelo que es una arcilla firme y que en consecuencia ésta se contraerá por detrás del sistema de soporte si el clima es seco, formando algunas veces un hueco ancho por el que podrían caer trozos de arcilla seca. Al llegar la lluvia, ocasionará que la arcilla se dilate, y si el hueco ya se ha rellenado con trozos de arcilla, los esfuerzos de dilatación en el sistema pueden incrementarse de manera importante hasta el poder ocasionar el rompimiento o el pandeo de los puntales de madera. Es por esa razón además de la sobrecarga de 2 ton/m^2 supuesta que se propone la combinación del sistema de soporte de madera con la utilización de puntales de acero.

En el caso de utilizar los puntales de acero, los esfuerzos pueden ser más representativos de la presión del terreno, ya que el procedimiento usual es el de utilizar *puntales que aplique presión hacia el suelo*, para no permitir que la presión del suelo afecte los soportes. Por último para el cálculo de los soportes, se debe considerar que la presión genera esfuerzos que se concentran uniformemente alrededor de los puntales hasta la distancia media entre ellos.

IV.3.4. Falla de fondo.

Una de las causas de fallas más frecuentes y peligrosas en excavaciones abiertas en arcillas es la denominada "falla de fondo de la excavación" o como vulgarmente se conoce como "bufamiento".

En este tipo de falla ocurre un asentamiento del terreno vecino, acompañado por el levantamiento generalmente rápido del fondo de la excavación; lo que sucede es que el material vecino fluye hacia el centro de la excavación, que se levanta correspondientemente.

Las excavaciones para fines de cimentación deben realizarse con la suficiente rapidez como para que sean despreciables los cambios en presión neutral dentro de la arcilla, por lo que todos los análisis de estabilidad pueden hacerse con datos provenientes de pruebas triaxiales rápidas.

La capacidad de arcilla, como ya se ha visto en el capítulo 2, a la profundidad (D_f) está dada, por ejemplo según la expresión propuesta por Skempton, por

$$q_c = cN_c + \gamma D_f \dots (4.9)$$

Si sobre el suelo existe una sobrecarga de magnitud (q), el valor de (q_c) será:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f + q \dots (4.10)$$

El segundo miembro de la ecuación 4.10, representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla, en tanto que el resto de la ecuación representa el esfuerzo al nivel de desplante debido al peso del suelo suprayacente y a las sobrecargas aplicadas.

En el caso de una excavación, en el instante de falla de fondo, la resistencia a lo largo de la superficie de falla (cN_c) se opone al flujo del material del talud hacia el fondo de la excavación, a donde tiende a moverse por efecto de la presión $\gamma D_f + q$. y resulta evidente que en el instante de la falla de fondo se tendrá que:

$$cN_c = \gamma D_{f_{max}} + q \dots (4.11)$$

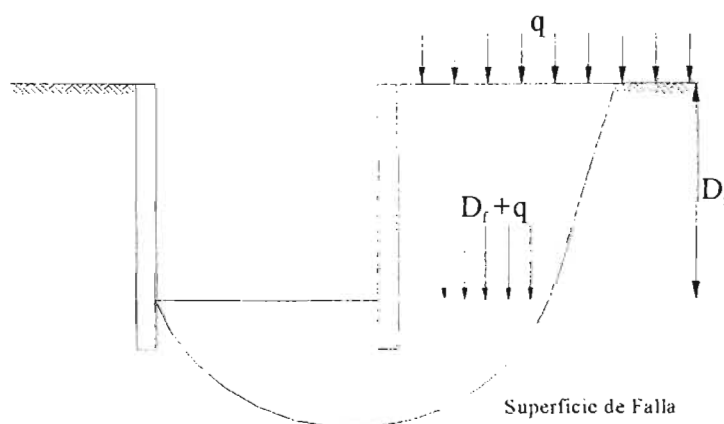


Fig.4.9 Mecanismo de falla de fondo en excavación en arcilla.

La expresión 4.11 da la profundidad máxima a que puede llevarse la excavación sin que falle por fondo. En la realidad, será necesario adoptar una precaución adicional por medio de un *Factor de Seguridad*.

$$F_s = \frac{cN_c}{\gamma D_f + q} \dots (4.12)$$

Es práctica común adoptar un valor de F.S.=1.5. Una observación muy importante es la que ha señalado Skempton al decir que una falla de fondo es independiente de la falla de talud como tal y no es causada por un mal ademado de los mismos. De hecho en una excavación no ademada la falla de talud ha ocurrido antes que la de fondo.

IV.3.5. Equipos de Excavación.

Al analizar procedimientos constructivos, tratamos de optimizar con la mayor precisión los tiempos, la maquinaria y el personal requerido para realizar una operación determinada dentro de los parámetros de calidad especificados y al menor costo posible. El grado del éxito en el cumplimiento de programas y las metas de gastos propuestas depende de la capacidad de poder programar y visualizar la mayoría si no es que todas las variables y condiciones que se presentarán a lo largo de la construcción del proyecto.

Las demoras motivadas por numerosas causas y el efecto acumulado de ellas en el rendimiento del equipo, se manifiestan a través de los coeficientes de eficiencia, que son multiplicadores que sirven para reducir los rendimientos ideales o máximos del equipo dados por los fabricantes.

Los factores que afectan la eficiencia en el rendimiento del equipo de construcción pueden agruparse en las siguientes categorías:

1. *Demora de rutina.* Son todos aquellos factores que se derivan de las demoras inevitables del equipo, independientemente de las condiciones propias al sitio de la obra, organización, dirección u otros elementos. Ningún equipo mecánico puede trabajar continuamente a su capacidad máxima, además son importantes, los tiempos en que es abastecida la unidad con lubricantes y combustibles, y por otra parte el deber de efectuar revisiones de elementos tales como tornillos, bandas, cables, llantas.
2. *Restricciones en la operación óptima.* Se refiere a casos como el ángulo de giro, a la altura o la profundidad de corte, las pendientes de ataque, coeficientes de rodamiento, etc.; estos originan un efecto reductor de rendimiento debido a estas limitaciones de operación.
3. *Las condiciones del sitio.* Se refiere a las condiciones propias del lugar en que está situada la obra y en el frente de operación. Estas condiciones se pueden dividir en:

- a) Condiciones físicas. La topografía y Geología, las características geotécnicas del suelo y rocas, las condiciones hidráulicas superficiales y subterráneas, el control de filtraciones, etc.
 - b) Condiciones de clima. Temperatura máxima y media, los efectos del temporal de lluvias a lo largo del tiempo de desarrollo de los trabajos.
 - c) Condiciones de Aislamiento. Vías de comunicación disponibles para el abastecimiento de insumos para la obra.
 - d) Condiciones de adaptación. Se refiere al grado de adaptación del equipo de trabajo a las condiciones mencionadas antes.
4. *Por la Dirección y Supervisión.* Estos factores emanan de la planeación, organización y operación de la obra según el programa del constructor. Por lo tanto, es un factor decisivo el conocimiento y la experiencia del responsable de la planeación de la obra para obtener un grado alto de eficiencia en cada operación.
5. *Por la actuación del contratante.* Los factores que pueden afectar la eficiencia del rendimiento del equipo en este rubro se pueden clasificar como sigue:
- Por la oportunidad en el suministro de planos, especificaciones y datos de campo.
 - Por el pago puntual de estimaciones de obra.
 - Por la eficacia y eficiencia del superintendente en coordinación con la supervisión.

Para llevar a cabo la excavación que alojará el cajón de cimentación se emplean equipos diseñados para ejecutar estos trabajos de una forma más rápida y eficiente el método de excavación diseñado por el constructor. Tales equipos son Bulldozers, Palas mecánicas, Cargador de tractor, Retroexcavadoras, Palas Hidráulicas, Zanjadotas, etc; en fin que el equipo de excavación incluye a todas aquellas máquinas que tienen como característica estar diseñadas para trabajar en estación, es decir, que su ciclo de trabajo no incluye acarreo y su estructura general o chasis tiene como única función el situar el producto en el sitio de trabajo para su transportación posterior. Además, la mayoría de estos equipos requieren la utilización de herramientas intercambiables.

En general los equipos de excavación, convertibles o no, están formados de tres elementos principales:

- *La superestructura*, sobre la cual están montados los motores y mecanismos principales de operación
- *El montaje de tránsito*, puede ser de orugas o neumáticos, sobre plataformas de camión.
- *Herramienta de trabajo.*

Rendimiento	Bajo	Medio	Bueno
Eficiencia hasta el contratista	20% 25% 30%	35% 40% 50%	60% 65% 75% 85%
Eficiencia incluyendo al contratista	20% 25%	30% 40% 50%	55% 60% 70% 80%
Factores y Condiciones previstas en el sitio de obra			
I	Reparaciones frecuentes. Engrase y lubricación laboriosos. Carga frecuente de combustible.	Reparaciones normales. Engrase y lubricación en tiempo normal. Carga normal de combustible.	Pocas reparaciones. Engrase y lubricación rápidos. Carga rápida de combustible.
II	Operación deficiente. Ángulo de giro mayor a 120°. Corte lejano al óptimo.	Operadores regulares. Ángulo de giro de 90°. Corte cercano al óptimo.	Operadores buenos. Corte óptimo.
III	Lluvias abundantes, clima extremo. Motores trabajando a mas de 2000 m.s.n.m. Topografía accidentada. Región aislada.	Lluvias normales, clima regular. Motores trabajando entre 1000 y 2000 msnm, topografía regular. Región comunicada de forma regular.	Lluvias escasas, clima bueno. Motores trabajando a menos de 1000 msnm. Topografía buena. Region bien comunicada.
IV	Planeación mala. Conservación deficiente de equipo. Aprovisionamiento deficiente e inoportuno.	Planeación regular. Conservación regular de equipo. Aprovisionamiento aceptable.	Planeación buena. Buena conservación del equipo. Aprovisionamiento bueno y oportuno.
V	Obras desarrolladas en un sentido logitudinal.	Obras desarrolladas en disperso con un nucleo principal.	Obras desarrolladas en forma concentrada.
VI	Deficiente suministro de planos, especificaciones y datos de campo. Pago impuntual de estimaciones.	Regular suministro de planos, especificaciones y datos de campo. Pago regular de estimaciones.	Buen suministro de planos, especificaciones y datos de campo. Pago puntual de estimaciones.

Tabla 4.6 Índice de los grados de eficiencia y de los factores más notables Que afectan el rendimiento en la maquinaria de construcción

De tal suerte que el *rendimiento* es la cantidad de obra que realiza una máquina en una unidad de tiempo. El rendimiento teórico aproximado se puede valorar de las siguientes formas:

- a) *Calculando el rendimiento de la maquinaria por observación directa*, midiendo físicamente los volúmenes de los materiales movidos por la máquina durante la unidad horaria de trabajo.
- b) *Por medio de reglas y fórmulas*, calculando la cantidad de material que mueve la máquina en cada ciclo y ésta se multiplica por la cantidad de ciclos por hora. Así se obtiene el rendimiento diario. La cantidad de material que mueve la máquina en cada ciclo es su capacidad nominal afectada por factores de corrección, expresado en porcentaje y que depende del tipo de material.

$$m^3 / \text{ciclo} = \text{Capacidad nominal de la maquina} \times \text{factor de corrección}$$

- c) *Por medio de tablas proporcionadas por el fabricante*, donde se justifican los rendimientos teóricos de las máquinas que ellos fabrican para determinar sus condiciones de trabajo. Los datos de los manuales se obtienen de pruebas de campo, simulaciones computarizadas, pruebas de laboratorio, etc..

Debe tomarse en cuenta que todos los datos se basan en un 100% de eficiencia, cosa que ninguna máquina produce ni en condiciones óptimas de trabajo.

Bulldozers. Son tractores equipados con una hoja delantera que se puede levantar o bajar por medio de un control hidráulico, ésta hoja valiéndose del empuje que le proporciona el tren de fuerza de la máquina realiza diversos tipos de trabajo generalmente con un alto grado de eficiencia. El peso y la potencia de la máquina determina su capacidad de empuje, ningún tractor puede aplicar más empuje que el peso de la máquina mas la fuerza máxima que suministra el tren de fuerza.

Pueden ser montados sobre orugas o sobre neumáticos, en ambos casos la máquina consta de un chasis resistente sobre el que se monta un motor diesel y cuya principal herramienta es la hoja, sobre la cual hablaremos a continuación:

I.- La hoja es una estructura maciza que tiene una base y un respaldo rectangulares, la arista delantera de la base es una cuchilla de acero duro que sobresale hacia delante y abajo del resto de la hoja, es cóncava y está inclinada hacia atrás. Dependiendo del tipo de trabajo que se va a realizar, el empujador puede usar diferentes tipos de hojas, las principales son:

- a) *Hoja recta.* Está construida para trabajos duros ya que puede empujar una gran variedad de materiales.
- b) *Hoja angular.* Diseñada para empuje lateral, corte inicial de caminos, rellenos, abertura de zanjas, etc. En estos trabajos reduce las maniobras usuales aunque es de menor capacidad que las hojas rectas y universales.
- c) *Hoja universal o en "U".* Facilita el empuje de grandes cargas por la distancia, como no tiene muy buena penetración, su uso es más adecuado con material liviano o más fácil de empujar.
- d) *Hoja "C".* Se utiliza para el empuje de motoescrapas en la marcha.

II.- Los brazos de empuje. Son vigas gruesas que van de una conexión articulada con el tractor a la parte inferior de la hoja. Su función es la de transmitir las cargas de la hoja.

III.- Los brazos de inclinación. Son contraventeos diagonales entre el brazo de empuje y la parte superior de la hoja. Apoyan la hoja para resistir cargas situadas arriba de la línea de los brazos de empuje y proporcionar medios para regular la inclinación longitudinal y transversal de la hoja.

En una forma más técnica, esta máquina se conoce como **Bulldozer** cuando la hoja se encuentra fija formando un ángulo recto con el eje longitudinal del mismo teniendo solo movimiento vertical. Se llama **Angledozer** al tractor equipado con una hoja que se puede hacer girar a la derecha o a la izquierda, además de poderse colocar en una posición transversal normal al eje longitudinal.

El proceso de excavación se realiza encajando la cuchilla a determinada profundidad en el terreno, la cuchilla corta y rompe el material que sube por la curva de la hoja hasta que cae adelante, se mantiene así en movimiento más o menos giratorio que tiende a emparejar la carga y ofrece la mínima resistencia. Conforme va moviéndose hacia delante el material se va excavando y apilando al frente y avanza junto con el tractor.

Para estimar la producción de los bulldozers según reglas y fórmulas se aplica de la siguiente forma:

$$P = \frac{ExC}{t_c} \dots (4.13)$$

donde:

- P, es la producción en m³ por hora.
- E, es la eficiencia del trabajo en minutos/hora.
- t_c, tiempo del ciclo en minutos.
- C, es la capacidad de la hoja en m³.

Para obtener el volumen compacto habría que dividir el resultado entre el coeficiente de abundamiento, después de aplicar los factores de corrección correspondiente al tipo de trabajo que realiza. Para calcular el tiempo del ciclo de la máquina se debe tomar en cuenta que:

La fuerza tractiva en la barra de un tractor está expresada por:

$$F.T. = \frac{375xH.P.x0.80}{V} \dots (4.14)$$

donde:

- F.T., fuerza tractiva en libras
- H.P., potencia nominal de la máquina en h.p.
- V, velocidad en millas por hora

A la fuerza tractiva desarrollada por el tractor se le opondrán dos tipos de resistencias fundamentalmente: la resistencia de rodamiento y la resistencia a la pendiente.

La resistencia al rodamiento es la fuerza que se opone al movimiento de una máquina sobre un camino a velocidad uniforme. Se calcula en función del peso del vehículo multiplicado por el coeficiente de resistencia al rodamiento.

$$R.R. = \text{peso de la máquina} \times \text{coeficiente de R.R.}$$

La resistencia a la pendiente es la componente del peso de la máquina paralela al plano inclinado. Su valor está en función del peso del vehículo y de la pendiente.

$$R.P. = \text{peso del vehículo} \times \% \text{ de la pendiente} / 100$$

La fuerza tractiva disponible determina la velocidad de marcha que a su vez nos permite calcular el tiempo del ciclo. Este se integra con tiempos fijos y tiempos variables. Los tiempos fijos son del orden de 0.15 a 0.25 min.

Cargadores. Son equipos de carga y algunas veces se les utiliza para pequeños acarreos, los cuales no deben exceder de 60 m por lo regular. Los cargadores se clasifican en cuanto a su forma de descarga y en cuanto al tipo de rodamiento.

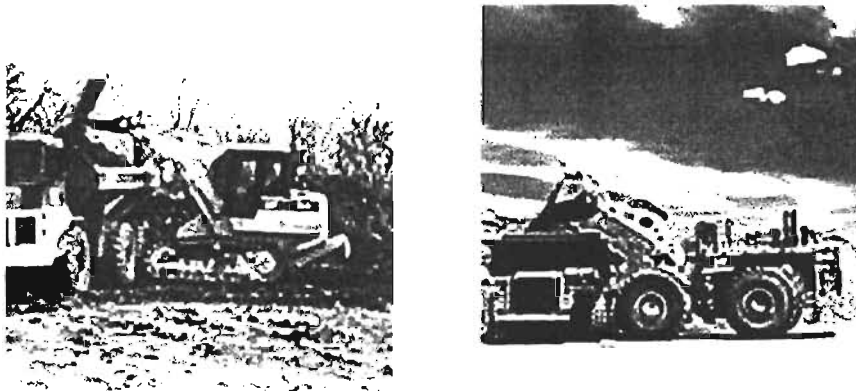


Fig. 4.10. Cargadores

Por el tipo de descarga, a) *Descarga frontal*, voltean el cucharón o bote hacia la parte delantera del tractor. Se utiliza principalmente en sótanos a cielo abierto, manipulación de materiales suaves, bancos de arena, grava, arcilla, etc.

b) *Descarga lateral*, tienen como ventaja que el cargador no necesita hacer tantos movimientos para colocarse en posición de cargar el equipo de acarreo ya que se coloca paralelo al vehículo y un gato acciona el bote volteándolo hacia el costado del cargador vertiendo la carga en la caja del vehículo de acarreo.

Por la forma de rodamiento se clasifican en: a) *Sobre neumáticos* y los montados b) *Sobre orugas*.

El elemento básico de carga de estas máquinas es el bote o cucharón, existen en el mercado gran variedad de éstos con diferentes capacidades y características que los hacen adecuados para trabajos específicos. Entre los principales tipos de cucharones tenemos:

- a) Bote Ligero, adecuado para cargar materiales sueltos y poco abrasivos. La parte inferior de este cucharón está provista de una cuchilla cortadora.
- b) Bote Reforzado, este bote es más fuerte que el anterior y en su parte inferior está provisto de dientes que lo hacen el equipo adecuado para trabajos en que además de cargar se quiera excavar el material.
- c) Bote súper reforzado, es igual al cucharón reforzado pero con una estructura más pesada.
- d) Bote para Demoliciones, se utiliza en la caña de desechos de forma irregular, por lo que en su diseño cuenta con una mandíbula de bordes dentados de accionamiento hidráulico.
- e) Bote Eyector de Rocas, tiene una placa eyectora para la descarga del material con la cual se puede regular ésta y lograr con ello minimizar los impactos con la caja del vehículo de acarreo.
- f) Bote de Rejilla, formado por una estructura de rejillas que permiten que el material indeseable no permanezca en el bote. Se utiliza en el manejo de roca suelta.

Dadas las características del suelo sobre el cual se erigirá el proyecto, la utilización de un *cargador frontal apoyado sobre orugas* proporcionará mayor tracción con el terreno. La producción en estas máquinas es igual a la cantidad de material que cargan y descargan en su cucharón por ciclo, por el número de ciclos que puede realizar en un tiempo determinado.

La cantidad que puede caber en el cucharón de un cargador, se estima en la forma en que el material se encuentra suelto, es decir, ya aflojado del banco. Este factor de llenado se estima de acuerdo a los siguientes valores:

Tamaño y Tipo de Material Suelto	Factor de llenado
Materiales pequeños bien mezclados y húmedos	95 - 100 %
Agregados pétreos uniformes arriba de 1/8"	95 - 100 %
De 1/8" - 3/8"	90 - 95%
De 3/8" - 3/4"	85 - 90%
De 3/4" hacia arriba	85 - 90%
Material Tronado	
Bien Tronado	80 - 90%
Regular	75 - 90%
Mal Tronado	60 - 75%
Otros	
Mezclas de tierra y piedra	100 - 120%
Marga húmeda	90 - 110%
Tierra vegetal, piedras, raíces	80 - 100%
Materiales cementados	85 - 95%

Tabla 4.7. Factor de llenado para cucharones de cargador.

El ciclo de operación en cargadores frontales se calcula a partir de la siguiente fórmula:

$$\text{Tiempo total del ciclo} = \text{Tiempo de carga} + \text{Tiempo de maniobras} + \text{Tiempo de descarga.}$$

El *tiempo de carga* se calcula tomando en cuenta los siguientes factores.

Material	Minutos
Tamaño uniforme de partículas	0.04
Diversos tamaños de partículas	0.05
Arcilla mojada	0.06
Suelos, cantos rodados, raíces	0.10
Materiales cementados	0.15

Tabla 4.8. Factores de descarga según el material.

El *tiempo de maniobras* incluye el tránsito básico, cuatro cambios de dirección y el tiempo de giro y puede considerarse que es de 0.22 min. a plena potencia y con un buen operador.

El *tiempo de tránsito*, aunque no es una máquina de acarreo, su operación puede requerirse en este trabajo, por lo que deberán considerarse los tiempos de ida y vuelta que pueden determinarse por gráficas de tránsito.

El *tiempo de descarga* depende del tamaño y robustez del objetivo donde se descarga y varía de 0.01 a 0.10 minutos. Para camiones de volteo normales puede considerarse entre 0.06 minutos.

En fin que estas características son proporcionadas por las tablas del fabricante de los equipos y que el constructor tendrá que evaluar para el tipo de excavación, su secuencia, etc.

Retroexcavadoras. Originalmente las retroexcavadoras nacen como un tipo más de excavadora convertible el cual consistía de un brazo de ataque con cucharón operando en el sentido contrario al de la pala mecánica. Actualmente se fabrican de operación hidráulica y su diseño no tiene gran semejanza al tipo de excavadora convertible, aunque poseen gran variedad de aditamentos que les hacen útiles en diversos trabajos. Fundamentalmente las retroexcavadoras son equipos diseñados para realizar trabajos abajo del nivel del terreno en que se sustentan y las hay sobre neumáticos y sobre orugas.

Las retroexcavadoras montadas sobre neumáticos son más veloces y generalmente tienen estabilizadores. En cambio las que están montadas sobre orugas se utilizan para trabajos sobre superficies de material suelto en donde se requiere un buen apoyo, tienen mayor movilidad y su montaje proporciona la ventaja de distribuir mejor el peso de la máquina ya que generalmente se construyen de capacidades mucho mayores que las de neumáticos.



Fig. 4.11. Retroexcavadoras

Para realizar la excavación se extiende la pluma, el brazo excavador y el cucharón. Entonces se tira el cucharón para que penetre en el material, hasta que se carga. Para cada modelo existen diferentes longitudes de brazos, la elección adecuada depende de factores tales como la fuerza de empuje necesaria, la capacidad de levantamiento, el tamaño del cucharón y del tipo de material por excavar.

El ciclo de excavación de esta máquina consta de cuatro fases:

- 1.- Carga del bote o excavación propiamente
- 2.- Giro de la máquina cargada
- 3.- Vaciado del bote
- 4.- Giro de la máquina vacía

El tiempo total del ciclo, depende del tamaño de la máquina (las pequeñas pueden hacerlo en menor tiempo que las mayores) y de las condiciones generales de trabajo. En condiciones óptimas, las retroexcavadoras pueden trabajar rápidamente y a medida que las condiciones empiezan a deteriorarse (material duro, mayor profundidad de excavación, mayor giro, mayores obstáculos, etc.) el rendimiento disminuye.

Para hacer un balance entre el *Tiempo de ciclo contra Condiciones de trabajo*, se ha parametrizado su grado de dificultad de la siguiente forma:

1. Excavación fácil (tierra suelta, arena, grava, limpieza de zanjas). Excavación no mayor que el 40% de la profundidad posible por especificación, ángulos de giro no mayores de 30° y descarga libre sin obstrucciones.
2. Excavación entre media y dura (Suelos compactados con contenidos mayores del 50% de roca suelta). Corte al 70% de la profundidad especificada. Angulo de giro de 90°.
3. Excavación muy dura (piedra, arenisca, caliche, esquistos arcillosos, algunos tipos de caliza). Profundidad de corte igual a la especificada. Ángulo de giro mayor de 120°. Descarga a un objetivo reducido utilizando todo el alcance de la pluma. Gente y obstrucciones en el área de trabajo.

La siguiente tabla muestra lo que la experiencia de los fabricantes de retroexcavadoras han logrado como promedios en el ciclo total de sus máquinas en condiciones de trabajo normales con un buen operador.

Modelo de Máquina	85 HP	135 HP	195 HP	325 HP
Tamaño del bote (m ³)	0,76	1,13	1,63	2,5
Tipo de material	Arcilla dura	Arcilla dura	Arcilla dura	Arcilla dura
Profundidad de excavación (m)	2	3	4	5
Ángulo de giro	60° - 90°	60° - 90°	60° - 90°	60° - 90°
Carga del bote (seg)	5,5	6	6,5	7
Giro Cargada (seg)	4,5	5	7	7
Descarga (seg)	1,5	2	2,5	3
Giro descargada (seg)	3,5	4	5	6
Tiempo total (seg)	15	17	21	23

Tabla 4.9. Tiempos efectivos de operación de varios tipos de retroexcavadoras.

Las retroexcavadoras vienen equipadas con botes, cuya capacidad está definida en las especificaciones proporcionadas por el fabricante. Sin embargo, la capacidad real se ve

afectada por el concepto de "Factor de llenado del cucharón". Este depende del tipo de material que se excave y es como sigue:

Material	Factor de llenado del cucharón (% de la capacidad colmada)
Arcilla húmeda o material arcillo arenoso	100
Arena y grava	95
Arcilla dura y empacada	80
Roca bien tronada	60
Roca medianamente tronada	40

Tabla 4.10. Factor de llenado del cucharón

Por lo tanto la producción real horaria de una retroexcavadora se calcula como:

$$P = (\text{Producción Teórica}) \times (\text{Factor de llenado}) \times (\text{Factor de eficiencia})$$

Pala Hidráulica. Ésta máquina utiliza el mismo principio de la una pala mecánica pero de accionamiento hidráulico, por lo que se asemeja a una retroexcavadora pero su operación es en el sentido contrario, es decir, hacia el frente. Está compuesta por un chasis de tractor, sobre cadenas o neumáticos, en cuya parte delantera lleva montada una pala hidráulica, con dos opciones de cucharón, con descarga por delante y por el fondo.

Algunas palas poseen un tablero de mandos único que controla un distribuidor de seis operaciones de las que figuran la de rotación, elevación, empuje y retroceso; y dos para el chasis que son dirección hidráulica por gato y traslación por motor hidráulico. La energía que desarrolla el motor, es transmitida por el sistema hidráulico de potencia constante.

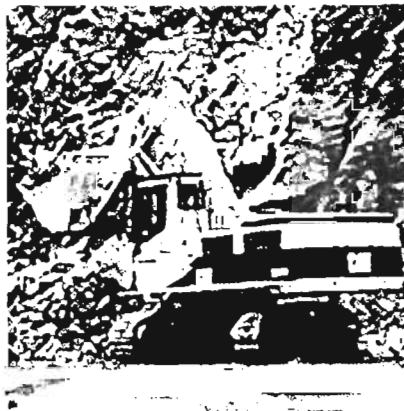


Fig. 4.12. Palas Hidráulicas

El cucharón de descarga por delante da óptimos resultados con materiales de vaciado fácil, de igual forma este accesorio debe tener el tamaño preciso para cargar camiones de obras en trabajos de alta producción. El cucharón de descarga por debajo es más adaptable que el de descarga por delante, pero como es más pesado, su capacidad es 20% menor. Esta diferencia se contrarresta en parte debido a que se invierte 2 ó 3

segundos menos por ciclo, pues resulta más fácil situarlo encima de la caja de los camiones que transportan el material, tiene menos derrames.

El ciclo de excavación de esta máquina consta de cuatro fases:

- 1.- Carga del cucharón o excavación
- 2.- Giro con carga
- 3.- Descarga del cucharón
- 4.- Giro sin carga.

Para calcular la producción de estas máquinas, se utilizan las mismas consideraciones que se toman en las retroexcavadoras, excepto la profundidad de corte, puesto que el uso de la máquina es diferente.

Ciclo		Capacidad del bote con material suelto								Ciclos	
seg.	min	(m ³)	2,29	2,68	3,05	3,44	3,82	4,20	4,59	Min.	Hora
15	0,25	m ³ de tierra sueltos por hora	720	840	965	1080	1200	1320	1440	4	240
18	0,30		600	700	800	900	1000	1100	1200	3	200
21	0,35		513	599	684	770	855	941	1025	2,9	171
24	0,40		450	525	600	675	750	825	900	2,5	150
27	0,45		399	466	532	599	665	732	798	2,2	133
30	0,50		380	420	480	540	600	60	720	2	120
33	0,55		327	382	436	491	545	600	654	1,8	109
36	0,60		300	350	400	450	500	550	600	1,7	100

Tabla 4.11. Rendimiento de la palas hidráulicas en m³ de tierra sueltos por hora.

IV.3.6. Métodos de Excavación.

A continuación se pretende dar una serie de opciones para la ejecución de la excavación del cajón o sótano del proyecto.

Cualquiera que sea la combinación de equipos a utilizar en la excavación, deberán de tomarse en cuenta los siguientes factores:

- a) Como se estableció en el capítulo número dos, conviene que para evitar expansiones del terreno se tendrían que excavar las secciones del sótano dejando dos áreas sin excavar por una excavada.
- b) Con base en la distribución de los edificios con sótano y la colocación de las rampas de acceso se elegirá la secuencia de excavación más conveniente.

Con un esquema de excavación de frente abierto, se tendría que trabajar con **Bulldozer** a lo largo de la menor dimensión, en nuestro caso, como la sección de excavación que es de 30 m por lado aproximadamente, se tendrá que comenzar la excavación de sur a norte a partir del pie de la rampa como lo indica la secuencia del **Plano de Secuencia de Excavación del Anexo 2**, al hacer bajar la cuchilla en el frente o lado sur para que se haga un corte de profundidad regular, y cuando se llena, se levanta para caminar sobre el terreno sin excavar, hasta llegar al lindero norte, el escombro se puede dejar a

los costados de la excavación; luego se regresa el tractor al lindero sur y toma otro bocado en una faja adyacente o traslapada con la primera. De esta forma se puede trabajar en todo el ancho de la línea del frente o solamente en una sección de ella. La orilla posterior del corte se trabaja hacia el norte por cortes sucesivos hasta formar un primer montículo hasta llegar a la línea de atrás.

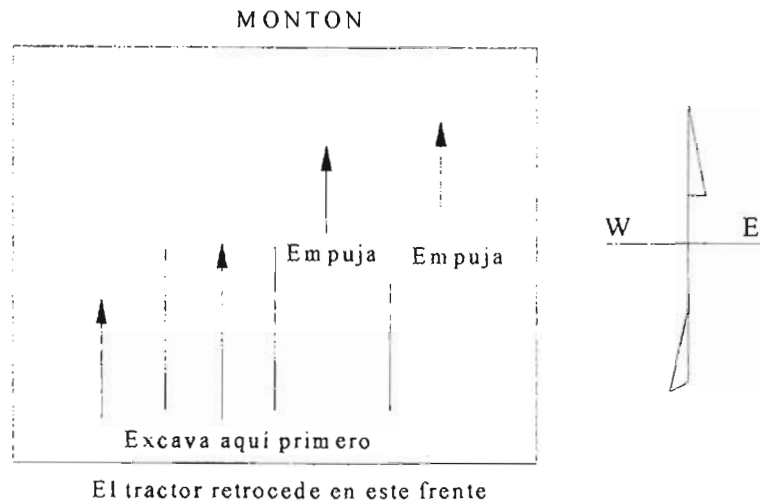


Fig. 4.13. Secuencia de la Excavación con Bulldozer (Planta).

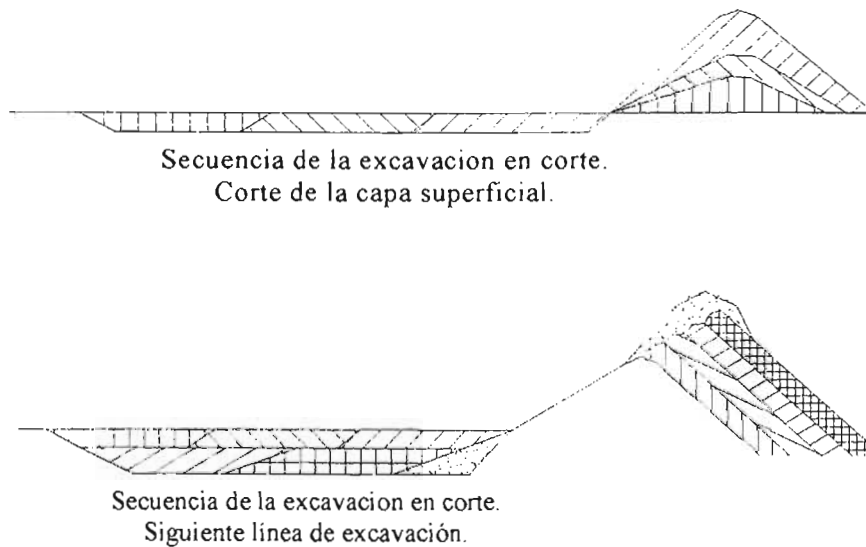


Fig. 4.14. Secuencia de la Excavación con Bulldozer (Elevación).

Después de quitar completamente la capa superior de material, el tractor empujador puede cortar y apilar una segunda capa de la misma forma que la anterior. Este corte no se prolongará hasta la línea de excavación pues los taludes de bajada y de subida, quedan dentro de las líneas límite. Fig. 4.14.

Para formar una rampa uniforme se acostumbra comenzarla a una distancia regular hacia atrás de la orilla con una curva gradual que aumenta en la línea de corte. El corte se regula luego de manera que se obtenga toda la profundidad de la penetración al

cruzar el centro de gravedad la parte de mayor pendiente de la curva. Se dan varias pasadas para excavar la rampa; esta curva puede hacerse gradualmente más inclinada al aumentar la profundidad, porque el mismo tractor está en una pendiente hacia abajo.

Dado que las condiciones de la excavación y el avance programado no permitirá una acumulación grande del material excavado, éste necesitará ser transportado hacia el sitio de tiro casi de inmediato. Esto con el fin de no provocar falla de fondo.

Una vez que se ha llegado a la mitad de la profundidad de excavación se hará trabajar el tractor en una franja de sur a norte para después ir girando poco a poco y cortar de oeste a este para dejar poco a poco el material lo mas cerca a la rampa en donde se colocará en los camiones de transporte, al llegar al lado este del sótano se pretende que el tractor con cortes norte a sur se afine el talud del lado este. Para que no haya problemas a la hora de colar la parte vecina del cajón a la postre, se tendrá que extender la excavación hasta en 1/5 para evitar problemas con los elementos mecánicos actuantes en los elementos de concreto.

Para el caso en el que la excavación se realizara con un **Cargador Frontal** se podría esperar que la velocidad de excavación sea mayor con respecto a la desarrollada por un bulldozer, esto se debe a que proporciona una mejor penetración en el suelo además de que permite empujar cargas mayores si comparamos maquinas semejantes entre si.

La capacidad del cargador de cortar de frente, y de poder retroceder y dar vuelta con la carga, permite reducir la cantidad de excavación fuera de los límites para las rampas de la misma comparado con la cantidad dejada por un tractor empujador. Si se sigue un esquema de excavación de frente abierto generalmente la primer capa de material no se corta completamente hasta llegar a los extremos de la excavación, y la rampa al alcanzar fondo queda dentro de las líneas de excavación.

Se cortan hacia atrás con las pendientes máximas posibles en los últimos movimientos para empujar, luego se corta una rampa poco mas grande que el ancho del cargador, mas o menos, dentro del banco. Toda la tierra que se deja dentro de la línea de excavación se extrae luego, recogiénola y acarreándola o empujándola por la rampa.

Como ya se ha mencionado antes esta máquina puede acarrear una carga mayor subiendo la rampa cuando camina hacia adelante que cuando va en reversa, esto se debe a que pesa mas en la parte de adelante cuando esta cargado, y esta condición a su vez es desfavorable cuando se trabaja pendiente abajo, tanto por el cambio de posición del centro de gravedad hacia el frente como por la reacción del par impulsor que empuja el frente hacia abajo; por otro lado al ascender una pendiente hacia delante, ambas fuerzas tienden a levantar el frente y a mejorar la estabilidad.

Por otro lado cuando se corta una pared hacia atrás, se encaja la cuchilla del cucharón en la base y luego se levanta, generalmente los operadores utilizan la primera velocidad teniendo cuidado de no encajar el cucharón mas de lo que pueda cortar o cargar. Cuando se llega a la línea posterior de la excavación, el cucharón se encaja en el fondo y se sostiene el tractor con la aplicación parcial del freno con el cucharón levantado,

conforme sube, ataca poco a poco más adelante y dejan que rueda hacia abajo para ir compensando el ataque sobre la pared.

Se puede también hacer cortes más definidos en los bancos, moviéndose paralelamente a ellos y cortando con el costado del cucharón. Las esquinas o irregularidades pueden cortarse excavando en la pared sin hacer rampas adicionales, éstas son más fáciles de excavar en capas al profundizar el piso de la excavación, pero también se pueden excavar después de excavar el trabajo principal.

Por último, se suspenderá la excavación con maquinaria a un nivel de 20 a 40 cm por encima del desplante de la cimentación y el resto se tendrá que retirar a mano con el fin de no provocar una afectación importante a la estructura interna del suelo de desplante. Aunque se estén utilizando sistemas de abatimiento del nivel freático cuando este suba de su nivel (en este caso por debajo del nivel de desplante), con la caída de agua pluvial es conveniente extraer el excedente con la colocación en el fondo y alrededor de la excavación drenes y cárcamos.

Vigilar mediante piezómetros y varillas ancladas al fondo de la excavación el comportamiento del suelo una vez terminada la excavación y si en nuestro caso fuese necesario abatir el nivel freático. En el caso del bombeo, se suspenderá cuando se hayan repuesto al terreno sus cargas originales y los lados de la excavación sean totalmente soportados por los muros de la cimentación, resulta entonces tomar en cuenta lo siguiente:

- Poco bombeo generaría subpresiones excesivas que provocarían elevaciones del fondo de la excavación mejor conocida como “bufamientos”.
- Un bombeo excesivo, por otro lado, generaría asentamientos en las colindancias.

IV.4. Cimbra.

Una vez terminada la excavación y habiendo provisto los mecanismos de prevención y supervisión de “bufamientos” mencionados atrás, procederá a la construcción misma de nuestra cimentación. Se trazarán los ejes de la cimentación con ayuda de nuevo de los instrumentos topográficos para localizar con precisión el lugar de desplante principalmente de las contratrabes y los dados de las columnas.

Es momento de colocar la plantilla de concreto pobre ($f'_c=100 \text{ kg/cm}^2$) en toda la superficie de contacto entre la cimentación y el suelo de desplante, para nuestro caso será en el lecho bajo de las contratrabes y en el lecho bajo de la losa de fondo. A continuación se armará la cimentación, es decir, se habilitará el acero de refuerzo de las contratrabes, losa de fondo, dados y columnas hasta donde se quiera se cuelen de forma monolítica, así como también los muros del perímetro siguiendo lo marcado en los planos estructurales del proyecto ubicados en el Anexo 2 de este trabajo.

Con respecto de los muros de concreto hay que considerar especialmente que si los taludes de la excavación fueron dejados prácticamente verticales, estos servirían como

soporte de la cimbra perfectamente pues se pueden colocar adosados a ellos placas de madera contrachapada, placas de aserrín comprimido o bien placas de poliuretano expandido.

En el caso de que los taludes de la excavación no sean verticales la cimbra tendrá que diseñarse como lo marca el RCDF en sus NTC-Estructuras de Madera 2004 al igual que para los demás elementos de concreto.

Lo dispuesto en las NTC-Estructuras de Madera 2004 son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, γ , sea igual o superior a 0.30, y a elementos estructurales de madera contrachapada.

Las maderas más usadas en la construcción se clasifican en coníferas y latifoliadas. Las latifoliadas se subdividen en cuatro grupos de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, $E_{0.05}$ para madera seca, cuyo contenido de humedad es igual o menor que 18 ± 2 por ciento.

	$E_{0.05}$ (kg/cm ²)	$E_{0.05}$ (MPa)
Grupo I	mayor que 120,000	mayor que 12,000
Grupo II	90,000 a 119,000	9,000 a 11,900
Grupo III	75,000 a 89,000	7,500 a 8,900
Grupo IV	45,000 a 74,000	4,500 a 7,400

Tabla 4.12. Grupos de maderas latifoliadas, NTC-Madera

Los otros tipos de maderas de construcción como son las de especies coníferas y los elementos de madera contrachapada al igual que las latifoliadas tienen límites en sus valores de resistencias establecidos por las mismas normas y que se enuncian a continuación.

Para las maderas de especies coníferas se clasifican en dos tipos y los valores requeridos por el RCDF se muestran en la tabla 4.14. Toda la madera que se utiliza en la construcción debe de cumplir con un requisito indispensable que es el del contenido de humedad y que según las NTC-E. Madera se define como el peso original menos el peso anhidro dividido entre el peso anhidro y se expresa en porcentaje. Se considera madera seca a la que tiene un contenido de humedad igual o menor que 18 por ciento, y húmeda, a aquella cuyo contenido de humedad es superior a dicho valor. El valor máximo admisible se limita al 50 por ciento.

	Gpo.	I	II	III	IV
Flexión	f_{lu}	310	230	160	80
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}	205	160	110	55
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}	225	170	125	60
Compresión perpendicular a la fibra	f_{un}	75	55	40	20
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}	25	20	15	10
Módulo de Elasticidad Promedio	$E_{0,50}$	170.000	120.000	90.000	70.000
Módulo de Elasticidad correspondiente al 5o. Percentil	$E_{0,05}$	120.000	90.000	75.000	45.000

Tabla 4.13. Valores de resistencias y módulos de elasticidad de maderas en especies latifoliadas NTC-Estructuras de Madera 2004 (kg/cm²).

	Clase	A	B
Flexión	f_{lu}	155	100
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}	115	70
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}	120	95
Compresión perpendicular a la fibra	f_{un}	40	40
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}	12	12
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0,50}$	100.000	80.000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5o. Percentil	$E_{0,05}$	65.000	50.000

Tabla 4.14. Valores de resistencias y módulos de elasticidad de maderas en especies coníferas NTC-Estructuras de Madera 2004 (kg/cm²).

Por otro lado se requiere que en general la madera utilizada reúna las características enunciadas a continuación:

- No tener nudos perdidos, es decir, que visible el hueco donde se alojó el nudo en caso de que hubiere existido.
- Los nudos existentes no deben tener mas de dos centímetros de diámetro y estar espaciados entre sí cuando menos un metro.
- No tener grietas perpendiculares a la fibra de la madera.
- Las grietas longitudinales paralelas a la fibra de la madera no tendrán una longitud superior a cinco centímetros.
- Si un elemento presenta una flecha como consecuencia de la curvatura de la madera, ésta no será superior a tres milímetros por cada metro de longitud del elemento.

- También se busca una *Alta Ductilidad*, que no es más que la capacidad de deformarse sin llegar a la falla.
- Una alta Relación *Resistencia-Peso*.
- Los elementos deben aceptar con facilidad conexiones de alta resistencia.

Uno de los elementos clave en el habilitado de nuestras cimbras es la hoja de madera contrachapada que es una placa compuesta de un conjunto de chapas o capas de madera unidas con adhesivo, generalmente en número impar, en la cual las chapas adyacentes se colocan en la dirección de la fibra perpendicularmente entre sí y que además deben cumplir con las características mencionadas antes. Sus valores de resistencia son los que se muestran en la siguiente tabla.

Flexión	f_{tu}	170
Tensión	f_{tu}	150
Tensión: fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo	f_{tu}	90
Compresión en el plano de las chapas	f_{cu}	160
Perpendicular en el plano de las chapas	f_{un}	25
Cortante		
A través del grosor	f_{vgu}	25
En el plano de las chapas	f_{vu}	10
Módulo de Elasticidad promedio	$E_{0,50}$	110.000
Módulo de rigidez promedio	$G_{0,50}$	5.000

Tabla 4.15. Valores de resistencias, módulos de elasticidad y rigidez de madera contrachapada en especies coníferas NTC-Estructuras de Madera 2004 (kg/cm^2).

IV.4.1. Aspectos básicos para el diseño de cimbras.

Cualquier cimbra, debe planearse bien antes de que inicie la construcción. La cantidad de trabajo de planeación dependerá del tamaño, complejidad e importancia de la misma (considerando sus posibilidades de reutilización), la cimbra deberá ser diseñada para obtener resistencia y servicio, por lo tanto en todos los casos deberá determinarse las condiciones de resistencia y de servicio.

En general, la cimbra se debe diseñar de modo que las losas de concreto, los muros y los otros elementos tengan dimensiones, formas, alineamientos, elevaciones y posiciones dentro de los límites establecidos por sus respectivas normas de diseño. Igualmente, la cimbra se debe diseñar de modo que proporcione un soporte seguro a todas las cargas verticales y laterales que puedan aplicarse hasta el momento en que sean soportadas por la estructura de concreto. Las cargas verticales y laterales deben transferir al terreno por medio del sistema de la cimbra, o por medio de la construcción *in-situ* que tengan la resistencia adecuada para hacerlo.

Antes de la construcción de las cimbras, el contratista deberá someter los planos de detalles y/o cálculos de diseño para su revisión y aprobación. Los principales valores de diseño y condiciones de carga deben aparecer en los planos, es decir, deberán aparecer los valores propuestos de carga viva, la resistencia a la compresión del concreto para la remoción de la cimbra y para la aplicación de la carga de construcción; el ritmo de colado, la temperatura, nivel y caída del concreto; el peso del equipo móvil que pueda operarse en las cimbras; la presión en las cimentaciones de la cimbra si es que esta se habilita; los esfuerzos de diseño, los diagramas de contraflecha principalmente. Además de especificar los tipos de materiales, dimensiones, longitud y detalles de conexión, los planos del cimbrado deben proporcionar principalmente detalles como son:

- Procedimientos, secuencias y criterios de remoción de la cimbra, puntales y colocación de reapuntamientos.
- Anclajes, tensores, puntales, contraventeo lateral y ligado horizontal en puntales.
- Ajustes en campo de las cimbras.
- Barreras contra agua.
- Andamios de trabajo y pasillos.
- Ventanas de vaciado o para vibradores, donde se requieran.
- Escantillones para nivelación.
- Placas de desperdicio donde el descimbrado pueda dañar el concreto.
- Ventanas de limpieza e inspección.
- Juntas de construcción, de expansión y de contracción.
- Secuencias del colado del concreto y el tiempo mínimo entre colocaciones adyacentes de concreto.
- Tiras de chaflanes o tiras de nivel para esquinas expuestas y juntas de construcción.
- Contraflecha.
- Notas para el colocador de la cimbra mostrando dimensión y localización de conductos y tuberías cruzando a través de las cimbras.

4.4.1.1. Cargas verticales.

Las cargas verticales consisten en la carga muerta y la carga viva. El peso de la cimbra más el peso y refuerzo del concreto recién colocado constituyen a la carga muerta. La carga viva incluye el peso de los trabajadores, el equipo, el material almacenado, pasillos de acceso y el impacto. La cimbra deberá ser diseñada con una carga viva de no menos de 250 kg/m^2 de proyección horizontal. En el caso de ocupar algún equipo motorizado, la carga viva no deberá ser menor que 370 kg/m^2 , el valor de diseño para ambas cargas combinadas, viva y muerta no debe ser menor de 650 kg/m^2 .

4.4.1.2. Presión lateral.

En el cálculo de cimbras para elementos columnas y muros es necesario tener como información previa la presión que se espera actúe sobre ella, por una parte la presión ejercida por la cuña de presión lateral del suelo en el caso de los muros y también se ha

determinado experimentalmente la presión del concreto durante diversos lapsos (ec.4.15), ya que inicialmente al depositarse es similar a la hidrostática, pero conforme pasa el tiempo se inicia su fraguado generándose una capacidad autoportante consecuencia de ser cada vez más un material sólido que un fluido; por lo tanto el empuje real sobre la cimbra estará en función de la altura de la columna o muro que actúe sobre ellos. A continuación se presenta una tabla en la que se muestra la presión ejercida por el concreto sobre cimbras verticales y en la que hay que mencionar que se tendrá que comparar la presión dada en las tablas 4.13 a 4.15 con la hidrostática y tomar la mayor de ellas.

$$p = wh \dots (4.15)$$

donde:

p , es la presión lateral, kg/m^2 .

w , es el peso unitario del concreto, kg/m^3

h , profundidad en metros del concreto fluido o plástico desde la parte superior del colado al punto considerado en la cimbra.

4.4.2. Construcción.

Además de las responsabilidades legales y morales en mantener condiciones de trabajo seguras para los trabajadores y el público, una construcción segura es finalmente más económica que cualquier ahorro de costos a corto plazo que pudiera hacerse escatimando en aspectos de seguridad.

La atención en cuanto a la seguridad es especialmente importante en la construcción de la cimbra, ya que estas estructuras soportan el concreto en su estado plástico, mientras desarrolla su resistencia hasta que se hace autoportante.

Presión del concreto sobre cimbras verticales				
Velocidad del colado en m/h	Temperatura del concreto.			
	30°C	25°C	20°C	15°C
0,50	1580	1700	1790	1940
1,00	2450	2680	2950	3470
1,50	3290	3630	3950	4390
2,00	3980	4590	5010	5600
2,50	5160	5730	6290	7100

Tabla 4.16. Presión del concreto sobre cimbras verticales.

Las fallas en la cimbra pueden atribuirse a errores humanos, materiales y equipos de mala calidad, a omisiones y/o diseños inadecuados. La supervisión cuidadosa y la inspección continua de la cimbra durante el montaje, el colado del concreto y la remoción de ésta pueden evitar muchos accidentes. Por lo tanto los procedimientos de construcción deben planearse anticipadamente para garantizar la seguridad del personal y la integridad de la estructura terminada. Algunas de las previsiones de seguridad para tomarse en cuenta son:

- Instalación de señales de seguridad y barricadas a fin de mantener al personal no autorizado fuera de las áreas en las cuales se esté llevando a cabo el cimbrado del concreto o el descimbrado.
- Proveer supervisores experimentados durante la colocación del concreto para asegurar el reconocimiento temprano de desplazamientos o fallas posibles en la cimbra.
- Adecuada iluminación del cimbrado y el área de trabajo.
- Incluir puntos de izaje en el diseño y detallado de todas las cimbras que se vayan a manejar con grúa. Esto es de especial importancia en cimbras volantes o cimbras escaladoras. En el caso de cimbras para muros debe ponerse especial atención a una plataforma de trabajo independientemente atornillada a la cimbra previa.
- Incorporación de andamios, plataformas de trabajo y barandas de seguridad en el diseño del cimbrado y en todos los planos del mismo.

Algunas deficiencias comunes en la construcción, y que puedan conducir a fallas de cimbras son:

- Fallas al inspeccionar la cimbra durante, y después de la colocación del concreto para detectar deflexiones anormales u otros signos de falla inminente que podrían haberse corregido.
- Clavado, atornillado, soldadura o fijación insuficiente.
- Contraventeo lateral inadecuado o insuficiente.
- Fallas en cumplir con las recomendaciones del fabricante.
- Incongruencias entre la construcción del cimbrado y los planos de diseño.
- Falta de inspecciones de campo apropiadas por personal calificado, para asegurarse de que el constructor de la cimbra interpretó adecuadamente el diseño de la misma.
- Uso de madera dañada o de calidad inferior que tiene menor resistencia que la necesaria.

En una forma más específica, las deficiencias en la construcción del cimbrado vertical generalmente son:

- Fallas en controlar el ritmo de colocación del concreto verticalmente, sin considerar los parámetros de diseño.
- Separadores de cimbra o sus anclajes inadecuadamente apretados o asegurados.
- Daños en la cimbra en una excavación, producidas por fallas en el terraplén.
- Uso de vibradores externos en cimbras no diseñadas para tal uso.
- Penetración profunda del vibrador en colados previos con endurecimiento primario.
- Inadecuado enmarcado de huecos.
- Ventanas o aberturas para colado mal construidas o ubicadas.
- Taponamientos de frontera inadecuados.
- Caras superiores mal ancladas en una superficie inclinada.

- Fallas en proporcionar soporte adecuado para las presiones laterales sobre la cimbra.
- Intentos de colocar a plomo las cimbras contra la fuerza de presión del concreto.

Por otra parte, las deficiencias en la construcción del cimbrado horizontal generalmente son:

- Fallas para regular adecuadamente el ritmo y la secuencia de colocación horizontal del concreto a fin de evitar cargas no previstas en el cimbrado.
- Apuntalamiento desplomado, el cual induce cargas laterales y reduce la capacidad de carga vertical.
- Dispositivos de seguridad en los puntales de metal que no funcionan, faltan o no se cierran. Clavos de seguridad faltantes en puntales de madera ajustables de dos piezas.
- Fallas por no tomar en cuenta vibración por cargas móviles adyacentes o por transportadores de carga.
- Remoción prematura de los soportes, especialmente en secciones en voladizo.
- Inadecuada área de apoyo, o terrenos flojos bajo los arrastres.

4.4.3. Supervisión y ajuste de la cimbra.

Antes de colar el concreto, las cuñas usadas para el alineamiento final, antes del colado del concreto, deben mantenerse firmemente en su posición antes de la revisión final; la cimbra debe anclarse a los puntales inferiores, de modo que pueda evitarse el movimiento de cualquier parte del sistema de cimbrado durante el colado del concreto; debe proporcionarse elevación adicional al cimbrado, a fin de permitir el cierre de las juntas de la cimbra, el asentamiento de los arrastres, la contracción de la madera, el acortamiento elástico y las deflexiones por carga muerta de los elementos de la cimbra. Los agentes desmoldantes se aplican a las superficies de contacto de la cimbra a fin de evitar que se peguen para facilitar su remoción. Pueden aplicarse en forma permanente a los materiales de la cimbra en el momento en que se fabrica o aplicarlos a la cimbra antes de cada uso. Cuando se aplican en la obra, debe tenerse cuidado para no cubrir las superficies de las juntas de construcción adyacentes o el acero de refuerzo.

Durante y después del colado del concreto, pero antes del fraguado inicial del mismo, deben revisarse las elevaciones, contraflechas y el aplomado de la cimbra. La cimbra debe revisarse continuamente a fin de poder tomar rápidamente las medidas correctivas necesarias, los supervisores de la cimbra deben trabajar siempre en condiciones seguras y deben poder establecer por adelantado un método de comunicación con el personal de colado en caso de emergencia.

Como regla general, las cimbras para columnas y pilares pueden quitarse antes que las de las vigas y losas. El cimbrado y el apuntalamiento deben construirse de modo que puedan quitarse en forma fácil, segura y sin impacto o golpes a fin de que el concreto vaya tomando su parte de carga en forma gradual y uniforme.

Los tiempos señalados a continuación representan un número acumulado de días u horas, no necesariamente consecutivos, durante los cuales la temperatura del aire que rodea al concreto se encuentra por encima de los 10 °C. Si es concreto de alta y rápida resistencia, estos periodos pueden reducirse conforme lo apruebe la superintendencia del proyecto avalado por un laboratorio y la supervisión. Por otro lado, si la temperatura ambiente permanece por debajo de los 10 °C o si se usan agentes retardantes, estos periodos deben incrementarse conforme lo considere la superintendencia avalado por el laboratorio.

- Muros (a). 12 hr
- Columnas (a). 12 hr
- Lados de vigas y trabes (a). 12 hr
- Casetones (b):
 - 76 cm de ancho o menores 3 días
 - más de 76 cm de ancho. 4 días
- Centros de arcos. 14 días. 7 días
- Fondo de viguetas, vigas o trabes:
 - Menos de 3.0 m de claro libre entre apoyos estructurales. 7 días (c). 4 días
 - a 6.0 m de claro libre entre apoyos estructurales 14 días (c). 7 días
 - Más de 6.0 m de claro libre entre apoyos estructurales. 21 días (c). 14 días
- Losas para pisos en una dirección
 - menos de 3 m de claro libre entre apoyos estructurales. 4 días (c). 3 días
 - 3.0 a 6.0 m de claro libre entre apoyos estructurales. 7 días (c). 4 días
 - mas de 6.0 m claro libre entre apoyos estructurales. 10 días (c). 7 días
- Sistemas de losas en dos direcciones (d): los tiempos de descimbrado dependen del reapuntamiento si se requieren y deberán colocarse tan pronto como sea posible, después que se haya completado el descimbrado, pero no más tarde que al final del día en que se haya quitado la cimbra.
- Sistemas de losas postensadas (d). Tan pronto como se haya aplicado completamente el postensado.

- (a). . . En los casos en que estas cimbras también soportan a los fondos de las losas o de vigas, los tiempos de descimbrado aplicables son los que se refieren a estas últimas.
- (b). . . Del tipo que pueden removerse sin alterar la cimbra o apuntalamiento
- (c). . . En el caso en que las cimbras puedan quitarse sin afectar a los puntales, se deben usar la mitad de los valores señalados pero no deben hacerse en menos de tres días.
- (d). . . Hay que revisar las condiciones que afectan el número de pisos que permanecen con puntales o reapuntalamiento.

4.5. Colado del “cajón de cimentación”.

El concreto es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla en proporciones determinadas de cemento, agregados y agua; el cemento y el agua forman una pasta que rodean a los agregados, constituyendo un material heterogéneo. La selección de las propiedades del concreto incluye un balance entre una economía razonable y los requerimientos para lograr la colocación, resistencia, durabilidad, peso volumétrico y apariencia adecuadas. Para la construcción de nuestra cimentación se ha proyectado un $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ lo cual hace pensar que si se fabricara en obra tendrían que extremarse los cuidados en la protección de los agregados y cumplir con un minucioso plan de control de calidad, requisitos que bien podrían ser cubiertos por una planta.

Sin embargo, para el habilitado de los elementos estructurales diseñados se tienen que tener ciertos cuidados para evitar los problemas que se enuncian a continuación:

- a) *Agrietamientos plásticos*. La contracción que a veces ocurre en la superficie del concreto fresco poco después de haber sido colado y cuando todavía está en estado plástico se llama “agrietamiento por plasticidad”, estas grietas aparecen en su mayor parte en superficies horizontales. El agrietamiento por contracción debido a la plasticidad se asocia usualmente a los colados hechos en clima caluroso; sin embargo, puede ocurrir bajo cualquier tipo de clima cuando las circunstancias de éste favorecen la rápida evaporación del agua en la superficie del concreto, toman lugar cuando la evaporación excede a la rapidez del agua para subir a la superficie del concreto, a continuación se presentan factores que elevarían las probabilidades de aparición de este fenómeno:
 - La elevada temperatura del concreto.
 - La elevada temperatura del aire situado en la inmediatez del colado.
 - La baja humedad.
 - Vientos fuertes.

A continuación se enumeran una serie de medidas que podrían disminuir al mínimo la aparición de agrietamientos por contracción debido a la plasticidad, es necesario señalar que el orden de aparición de éstas no refleja su orden de importancia o secuencia de procedimiento, sino mas bien debieran ejecutarse en el orden en que pudieran ser ejecutadas en obra:

- Humedecer la cimbra.

- Humedecer los agregados si están secos y si son absorbentes.
- Levantar rompevientos para reducir la velocidad del viento sobre la superficie del concreto.
- En la medida de lo posible levantar toldos para reducir la temperatura de la superficie del concreto.
- Evitar un excesivo calentamiento del concreto fresco en clima frío.
- Cubrir el concreto con cubiertas mojadas temporales cuando se produzcan retrasos apreciables entre el colado y el acabado.
- Uso de membranas de curado

b) *Eflorescencia*. La eflorescencia consiste en la aparición de manchas y polvos blanquecinos en la superficie del concreto, esto se debe a la presencia de sales solubles contenidas en el cemento, en los agregados o en el agua con que fue elaborado el concreto. Estas sales son normalmente óxidos de sodio y potasio llamados también álcalis. Estructuralmente el concreto no se ve afectado, pero estos compuestos demeritan la apariencia de las superficies manchándolas y ocultando el color del concreto.

Para corregir este problema se pueden tomar las siguientes medidas:

- Cepillar o barrer la superficie.
- Lavar la superficie con agua acidulada.
- Evitar el flujo de agua a través del concreto.
- Como medida preventiva deberá procurarse que los agregados estén limpios y el agua también.

c) *Resistencias bajas de concreto*. Se refiere que a una edad determinada, el concreto no es capaz de soportar cargas a que es sometida la estructura, causando que las estructuras sean ineficientes y/o el colapso de las estructuras o de sus elementos que las componen. Principalmente es causado por los siguientes motivos:

- Un retraso en la velocidad de fraguado por temperaturas bajas.
- Falta de curado.
- Diseño erróneo de la mezcla de concreto y mala dosificación del concreto.
- Cambios de marca o tipo de cemento entre colados sucesivos.

Al presentarse este tipo de problema resulta difícil no pensar en demoler las secciones coladas con ese concreto, sin embargo y si al evaluar el problema se decide conservarlos se podrían tomar las siguientes medidas correctivas:

- Refuerzo de los elementos estructurales.
- Aumento del tiempo de permanencia de la cimbra.
- Extremar y aumentar el tiempo de curado.

d) *Fraguado falso prematuro*. Consiste en la rigidización rápida (menos de 5 min.) del concreto sin generación del concreto y después de unos minutos de reposo.

Se debe principalmente a la deshidratación del yeso contenido en el cemento durante el proceso de molienda y/o durante su almacenamiento, por permitir que el cemento adquiera temperaturas mayores a 85 °C. El principal efecto que conlleva este fenómeno es que al ponerse rígido, el concreto no puede ser moldeado, transportado o acomodado en la cimbra; por otro lado este es un problema bastante grave cuando el concreto va a ser bombeado. Comúnmente al remezclar sin adicción de agua, el concreto recobra su consistencia normal u original al dejarlo en reposo durante dos o tres minutos para permitir la rehidratación del yeso.

Como puede verse en los planos estructurales de los componentes del cajón de cimentación, los armados de estos elementos resultaron con un espaciado entre barras complicado para el colado de un concreto normalmente graduado en planta, es por eso que se llega a la resolución de colar los elementos del cajón de cimentación con un concreto autocompactable, el cual resulta ser de los concretos de alto desempeño, es decir, tienen propiedades que lo hacen más funcional ante situaciones específicas como en este caso en el que la compactación de un concreto normal resultaría bastante difícil. Las ventajas del concreto autocompactable son principalmente las siguientes:

- Incremento en la velocidad de colado.
- Se minimizan la probabilidad de retrabajos por mala compactación del concreto.
- Reducción de los costos asociados a la colocación y reparaciones derivadas de una mala colocación del concreto.
- No se requiere de personal y vibradores para compactar el concreto.
- La calidad final del colado no dependerá de la compactación.
- No se segrega.
- Mejora del acabado en elementos aparentes.

Los usos más comunes según los datos técnicos del fabricante son:

- Columnas con armado muy cerrado de difícil acceso para vibradores.
- Cualquier elemento en el que sea difícil efectuar una adecuada compactación.
- Colados con cimbras especiales.
- Estructuras que tendrán un acabado aparente.
- Losas de cimentación.
- Muros en edificios, viviendas o cimentaciones.

En estado fresco, el concreto autocompactable tiene las siguientes propiedades:

- Fluidez de 55 ± 5 cm, conforme a la prueba de extensibilidad DIN 1048.
- Velocidad de escurrimiento de 7 segundos, conforme a la prueba de cono en V.
- Peso volumétrico de $2,100 \text{ kg/m}^3$ a $2,300 \text{ kg/m}^3$.

En estado fresco, el concreto autocompactable tiene las siguientes propiedades:

- Se pueden lograr resistencias a la compresión desde 100 hasta 500 kg/cm^2 .
- Módulo de ruptura de 10 a 50 kg/cm^2 .

- Módulo de elasticidad igual a $14,000f_c$.
- Contracción por secado de 600 millonésimas.

Una parte muy importante para todo el proceso de colado del “cajón de cimentación” es el proceso de curado que consiste en mantener humedecida y a una temperatura favorable los elementos de concreto recién colados, especialmente durante los primeros días, para que desarrollen favorablemente su resistencia. El concreto que ha sido curado correctamente es superior en muchos aspectos, no solo es más resistente y más durable ante ataques químicos, sino que es más resistente al desgaste y más impermeable, en consecuencia es menos probable que lo dañen las heladas y los golpes accidentales que reciba.

El tiempo en que el concreto debe protegerse contra la pérdida de humedad depende del tipo de cemento, de las proporciones de la mezcla, de la resistencia necesaria, del tamaño y forma de la masa de concreto, del tiempo y de las futuras condiciones de exposición. Este periodo puede ser de un mes o mayor para las mezclas pobres como se utilizan en la construcción de presas. Inversamente, pueden ser solamente unos cuantos días para las mezclas ricas, especialmente si se usa cemento de fraguado rápido. En la mayoría de las aplicaciones estructurales, el periodo de curado para el concreto colado en el lugar es usualmente de 3 días a 2 semanas.

Una alternativa para el curado de nuestros elementos de concreto reforzado que forman el cajón de cimentación es la utilización de membranas de curado que son membranas base acuosa elaborada con resinas acrílicas emulsionadas y un color que puede ser azul fugaz, blanco, rojo o incoloro. Aplicado en forma de membrana por medio de un aspersor sobre superficies verticales, horizontales etc. de concreto fresco, que sirven para retener el agua original y permitir un curado o retención del agua original, con lo cual se obtiene la máxima resistencia de diseño del concreto.

Evita la formación de fisuras y agrietamientos en la superficie del concreto, permitiendo que alcance la resistencia para la cual fue diseñado. Hace posible economizar mano de obra, ya que su uso evita el riesgo y costo de regar con agua. Retiene más del 90% del agua original del concreto. Se utiliza para el curado de concreto en obras hidráulicas, calles, carreteras, por ejemplo: canales de riego, presas, losas, ductos, tuberías, pavimentos, pistas de aterrizaje, columnas, trabes, cisternas, estructuras de concreto, etc. Para el curado de concretos y morteros que se van a pintar, enyesar o recubrir posteriormente, ya que la película está exenta de ceras y parafinas permitiendo su adherencia. Produce una película dura y de secado rápido.

Generalmente estos productos deben de cumplir con las siguientes especificaciones:

- Secretaría de Industria y Comercio (México) NOM-C-81 Industria de la Construcción-Concreto Compuestos líquidos que forman membrana para el curado del concreto.
- A.C.I. (American Concrete Institute, E.U.A.) Estandar 302-77 para pisos de concreto clases 1, 2, 3 y 4.

- A.S.T.M. American Society for Testing and Materials, E.U.A.) Especificación estandar C-309 tipo I para compuestos líquidos formadores de membrana para curar concreto.
- A.A.S.H.T.O. (American Association of State Highway and Transportation Officials, E.U.A.) Especificación estandar M 148-82 Compuestos líquidos formadores de membrana para curar concreto.

La aplicación debe efectuarse uniformemente, cuando la superficie del concreto esté húmeda pero no mojada. Utilizar aspersora manual o mecánica, cuidando que la aspersión no marque la superficie.

Por parte del concreto, para el caso de fabricación en el lugar, se tiene que tener especial cuidado en cumplir con las recomendaciones dadas anteriormente en la exposición de los problemas más comunes en el colado de elementos de concreto.

Entonces, el concreto premezclado es el producido a nivel industrial en una planta con la tecnología adecuada para el almacenaje de sus componentes, su dosificación y transporte; en teoría, las propiedades de sus componentes y del producto terminado están cuidadosamente controlados. El concreto premezclado ofrece en resumen las siguientes ventajas operativas y económicas:

- Responsabilidad y garantía del diseño de la mezcla, en cuanto a trabajabilidad y resistencia mecánica a la compresión.
- Capacidad de suministrar cualquier volumen de concreto.
- Rapidez en el colado.
- No tienen que absorberse los desperdicios y mermas de materiales, tiempos extraordinarios y prestaciones adicionales del personal
- Evitar depreciaciones de equipo de producción y mezclado.

En cuanto al manejo del concreto premezclado, una vez que llega a la obra debe pedirse una remisión al operador de la unidad, para verificar que todos los datos del producto corresponden lo solicitado. Antes de descarga, se debe uniformizar el concreto haciendo girar la olla de la unidad a velocidad de mezclado de uno a tres minutos, dependiendo del revenimiento solicitado.

Las muestras para las pruebas de revenimiento y fabricación de especímenes deben tomarse en tres o más intervalos durante la descarga, teniendo la precaución de hacerlo después de que se descargue el 15% pero antes del 85% como lo indica la Norma Oficial Mexicana NMX C-161. Previamente a la entrega, por diseño o en caso de ser necesario, se debe notificar al fabricante la intención de agregar un aditivo a la mezcla y entonces éste evaluará la posibilidad de algún riesgo en su utilización o no. Por lo tanto el muestreo deberá realizarse antes de que se modifiquen las características originales de la mezcla y si en el futuro se necesitara deslindar responsabilidades.

Durante el manejo del concreto se debe buscar que conserve sus características originales hasta el momento en que se coloque, es importante que no se presente segregación en los componentes. La segregación es el fenómeno en el que se separa

el mortero y el agregado grueso, donde se presenta acumulación de grava se presentan oquedades y donde se tenga la concentración de mortero se presentan grietas. Al colocar el concreto dentro de la cimbra, para que no se presente segregación, deberá descargarse a una altura que no exceda de 1.5 m.

Otro fenómeno natural que cuando es excesivo llega a ser muy perjudicial es el sangrado. Este fenómeno consiste en la separación del agua cuando este aflora hacia la superficie libre del concreto. Esto puede causar la disminución de la resistencia en la parte superficial del concreto, así como incrementar la permeabilidad y susceptibilidad al desgaste, contra este fenómeno muchas concreteras utilizan aditivos reductores de agua.

Es muy importante la compactación del concreto para lograr su peso volumétrico máximo y una continuidad en la transmisión de esfuerzos. La falta de compactación provocaría porosidad excesiva, oquedades y falta de homogeneidad.

Revenimiento cm	Procedimiento de compactación	Tratamiento
Menor de 2	Vibro-compresión	Enérgico
2.1 a 8	Vibración interna	Enérgico
8.1 a 12	Vibración interna Varillado	Normal Enérgico
12.1 a 16	Vibración interna Varillado	Suave Normal
16.1 a 20	Varillado Apisonado	Suave Suave

Tabla 4.17. Compactación del concreto.

Con cierta frecuencia se añaden sustancias llamadas aditivos con distintos propósitos como son el acelerar, retardar o mejorar la trabajabilidad, para reducir los requerimientos de agua de mezclado, para incrementar la resistencia, para unir concretos recién fabricados con concretos colados antiguamente, para reducir la permeabilidad del concreto. En el caso de nuestro proyecto, donde se planea que el colado sea de una magnitud considerable para evitar lo más posible juntas frías y se aconseja que los elementos del cajón queden monolíticos, generalmente se añade un aditivo retardante, ya que al ser un colado de grandes dimensiones se tiene que el proceso de hidratación del cemento hace que la temperatura se incremente, los aditivos retardantes auxilian para que toda la masa reaccione al mismo tiempo evitando agrietamientos por contracciones térmicas.

Sin embargo, la forma en que deberá ser colocado el concreto influirá en la secuencia del colado de los elementos del "cajón de cimentación", se considera entonces que los elementos de la cimentación quedarán monolíticos (muros, losa, contratraves y dados de columnas), es por esto que en un área poco menor a los 600 m² que será el área parcial de cajón excavado por etapas, según la secuencia de excavación establecida, el volumen de concreto tiene que ser depositado de la forma más eficiente posible.

El sistema tradicional con “**bachas**” puede resultar eficiente en superficies menores a la nuestra, además de que resultaría bastante difícil colar sobretodo los muros de cajón con este sistema, en el caso de las losas, dados y contratraves tendría que evaluarse la eficiencia del sistema de colado con bachas suspendidas de una pluma, teniendo que instalar mas de una de ellas o mover continuamente esta instalación, lo que de primera impresión pareciera ser bastante impráctico ó analizar el colado del cajón con un sistema de bombeo del concreto.

El concreto **bombeado** es una de las técnicas de mayor uso en la actualidad, ya que en comparación con los métodos tradicionales ofrece mejores resultados de eficiencia y economía. Las bombas para concreto y los brazos telescópicos modernos ofrecen varias oportunidades para lograr mejores resultados no solo restringiéndose a los proyectos a gran escala sino extrapolando su campo de acción en edificios pequeños y casas habitación. El colado del concreto con bomba permite las siguientes ventajas:

- Una culminación más pronta del colado en comparación con métodos tradicionales.
- Disminución de mano de obra, ya que se reduce el manejo del concreto.
- Menos desperdicio.
- En una mezcla bombeada se requiere menos vibrado.
- Se evitan juntas frías ya que el colado es continuo y rápido.

A continuación se presentan algunos de los procedimientos recomendables para garantizar la eficacia del empleo de la bomba.

- a) Es preciso cerciorarse de que exista un acceso cómodo para la bomba móvil y para los camiones revolvedores de concreto premezclado, así como de que exista el espacio suficiente para que los camiones puedan dar vuelta y retroceder hasta la tolva de la bomba.
- b) Se tendrá que preparar un área razonablemente firme y nivelada, tanto para la bomba como para los camiones revolvedores.
- c) La bomba o bombas deberán situarse de manera que las tuberías queden lo más cortas y rectas posibles.
- d) Deberá tenerse suficiente cemento para hacer lechada y purgar la tubería.
- e) Siempre que sea posible, el colado debe comenzar en el punto más distante de la bomba, trabajando hacia ella y retirando uno o dos tramos de tubería conforme sea necesario.
- f) Siempre es bueno prever con bastante tiempo de anticipación el contrato del bombeo a fin de agilizar trámites y permitir una planeación adecuada del suministro del concreto.

Sin embargo los costos por el bombeo pudieran no justificarse por tratarse del colado de una cimentación y queda aún una técnica que resultaría salvar este obstáculo, el **tiro libre del concreto**.

Es importante recalcar que este método aplicará para el colado de la contratraves, los dados de las columnas y la losa de fondo, conviene entonces que el colado de los

muros y las columnas sea por medio de bombeo ya que de otra forma (bacheo o boteo) retrasaría bastante el avance de la obra. Los equipos que pueden ser utilizados se enuncian y muestran a continuación:

1. **Bomba pluma.** Unidad móvil para el bombeo de concreto premezclado. Las longitudes de pluma existentes son: 17, 23, 28, 32, 34, 26 y 42 metros

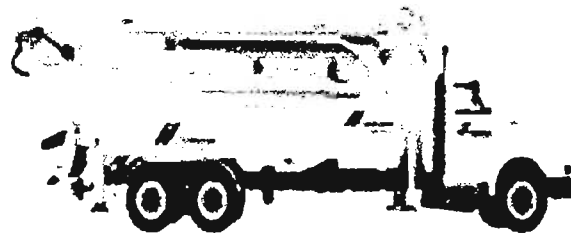


Fig. 4.15. Bomba pluma.

2. **Bomba estacionaria.** Unidad fija para el bombeo de concreto premezclado con capacidad de 80 m³ por hora.



Fig. 4.16. Bomba estacionaria.

3. **Camión revolvedor con bomba.** Unidad para transportar concreto premezclado con capacidad de 7.5 m³ y con módulo de bombeo integrado.



Fig. 4.17. Camión revolvedor con bomba.

El ducto o rampa por medio del cual se podría "tirar" el concreto se construiría con taberos soldados en una extensión aproximada de 7.5 m desde la orilla de la excavación hasta siete metros adentro de la excavación y sobre la plantilla, para posteriormente repartir el concreto a las secciones previamente armadas.

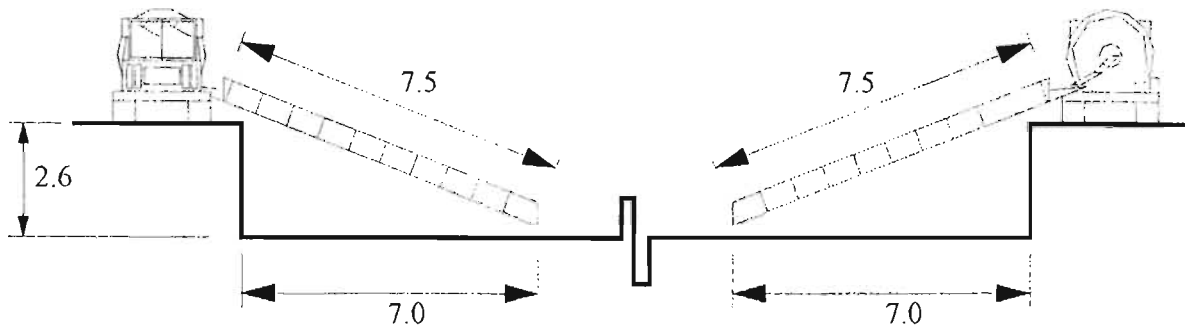


Fig. 4.18. Tiro libre de concreto en colado de cimentación.

Dadas las condiciones en la secuencia de excavación propuesta, el tiro del concreto puede darse desde dos frentes como se muestra en la figura 4.18 y hacer más efectivo el suministro de concreto para que el personal lo coloque en las secciones.

En cuanto a la logística en la organización del colado de una de las partidas, se tiene que tomar en cuenta que los camiones revolvedores no irán totalmente llenos, es decir, de una capacidad de $7,5 \text{ m}^3$ solo llevarían consigo 5 o 6 m^3 de concreto; por otra parte, se estima que a pesar de que normalmente las revolvedoras descargan en aproximadamente 20 min. Pudiera darse que en los edificios en los que tenemos colindancia con las instalaciones de la compañía de luz y fuerza del centro la descarga tardaría aún más, por lo tanto un tiempo de 30 a 35 min de descarga supuesto sería conveniente.

Para un colado de losa de fondo y contratrabes de una de las partidas se necesita aproximadamente un volumen de 238 m^3 de concreto, un camión revolvedor se supone lleno con 6 m^3 de concreto. Por lo tanto se necesitarían 40 camiones para colar estas secciones. Si suponemos que pueden descargar 2 camiones por hora y se ataca por dos frentes distintos, se tiene que por cada hora podrían descargar hasta 4 camiones revolvedores.

Entonces, se deduce que un colado de contratrabes y losa de fondo duraría aproximadamente 10 horas. Sin embargo, queremos que la losa de fondo y contratrabes vayan monolíticos con los muros perimetrales del cajón de cimentación, el volumen promedio de concreto para los muros es aproximadamente de 81 m^3 por partida. Si cada camión va lleno con 6 m^3 de concreto, se necesitarían 14 camiones y con un flujo de hasta 4 camiones por hora en dos frentes de colado se necesitarían 4 horas de colado para los muros perimetrales del cajón. El colado de los muros perimetrales puede hacerse con un camión con pluma o bomba estacionaria pues como se ha visto anteriormente esto brinda ventajas sobre todo en la duración del colado y en un momento dado y según el acomodo de la sección se pudiera hacer simultaneo al colado de las horillas de la losa de fondo y sus contratrabes.

BIBLIOGRAFÍA

GONZALES CUEVAS, ROBLES

Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.

Limusa 3ª ed.

México 2000

pp. 425-428, 555-572.

TOMLINSON, M.J.

Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Trillas 5ª ed.

México, 1996

pp. 181-219, 375-381, 401-410.

GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL

Reglamento de Construcción para el Distrito Federal.

Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de enero de 2004

México, 2004.

DIAZ INFANTE DE LA MORA, L. ARMANDO

Curso de Edificación.

Trillas 2ª ed.

México 2000

pp. 77-89, 105-110.

JUAREZ BADILLO

RICO RODRÍGUEZ

Mecánica de Suelos.

Limusa 2ª ed., Tomo II

México 2000

pp. 42, 423, 427-431, 435, 436.

ING. ABURTO VALDEZ, REFAEL

Maquinaria para Construcción

FUNDEC A.C.

México, 1990

pp. 1-28, 41-55, 70-76, 81-100.

NICHOLS Jr., HERBERT

Movimiento de Tierras.

Ed. Continental, 2ª ed.

México, 1983

pp. 119-143.

**GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL,
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL.**

Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de Concreto.

México, 2004.

**GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL,
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL.**

Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de Madera.

México, 2004.

**INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO
Comité ACI-347-01**

Guía para el diseño, construcción y materiales de cimbras para concreto.

© 2001, American Concrete Institute

© 2003, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.

México, 2003.

CEMEX CONCRETOS

Manual del Constructor.

© Cemex, 2003

México, 2003.

www.cemex.com

Cemex Concretos.

CURACRETO, S.A. DE C.V.

Catálogo de técnico de productos.

CURACRETO, S.A. DE C.V.

México, 2004.

CAPITULO V. PRESUPUESTO Y PROGRAMA DE OBRA.

V.1. Catálogo de Conceptos.

El catálogo de conceptos es el medio por el cual las distintas partes que coordinan el proyecto establecen un lazo de comunicación permanente, ya que es en este documento donde se toman en cuenta todos y cada uno de los componentes que forman el proyecto, tanto la contratante como el contratista delimitan los alcances de los trabajos y cuales son los compromisos adquiridos por éstos.

Poner cada concepto con su debida cuantía y costo de ejecución resultaría impráctico, no imposible, pero demasiado impráctico pues el número de conceptos degeneraría en varios riesgos como pueden ser:

- Sobrecostos de administración,
- Dificultades de planeación por etapas,
- Sobrevaluación de las partidas cotizadas por los contratistas, entre otros.

Es por eso que cada concepto del catálogo en cualquier obra engloba a varios conceptos como son la mano de obra, la herramienta y el material principalmente, pudieran ser tomados en cuenta otros rubros pero en general esos tres son los más frecuentes. El contratista por su parte realiza su análisis de precios unitarios de mano de obra, maquinaria, equipo, viáticos (en el caso de realizar la obra a grandes distancias de su cede), etc., e integra el precio de cada concepto en las unidades que la contratante lo solicite.

En otra definición, un catálogo de conceptos también es la cuantificación final del volumen de materiales de construcción, materiales de excavación, mano de obra empleada (indirecta o directamente establecido), herramienta y equipo, maquinaria, etc.

En general el catálogo de conceptos contiene los siguientes datos:

- El nombre de la contratante,
- Nombre de la obra,
- La ubicación,
- El nombre de la empresa que ejecuta los trabajos,
- La ordenación del número progresivo del concepto en estudio,
- La descripción con letra del concepto,
- La unidad de medición,
- La cantidad en las unidades solicitadas,
- El precio unitario del concepto,
- El importe total del concepto que es el producto de la cantidad por el precio unitario del concepto.

El catalogo de conceptos de la construcción del cajón de cimentación por unidad de excavación mostrada en el plano de Secuencia de excavación ubicado en el Anexo 2 de este trabajo, se muestra en el **Anexo 3** de este documento.

V.2. Cuantificación.

Para poder construir e integrar el catálogo de conceptos, tenemos que saber las cantidades de obra por ejecutar, la cuantificación de obra se tiene que dar en forma clara para ser entendida y revisada por cualquier persona que tenga que ver con el proyecto y precisa en las unidades en las que cada concepto necesita ser medido.

En el caso que ahora se estudia en este trabajo, los componentes del cajón de cimentación como son las contratrabes, la losa de fondo, los muros de contención, los dados y columnas dentro del cajón, los muros interiores al cajón, las trabes y la losa tapa se fragmentarán para su cuantificación en tres conceptos principales: el acero de refuerzo, el concreto y la cimbra de soporte.

Además para colocar las secciones mencionadas antes, se tienen que realizar una serie de trabajos que también necesitan ser cuantificados, principalmente estos conceptos son los correspondientes a la habilitación de tapias y cercas, los desyerbes y excavaciones. Las cuantificaciones de la cimbra, el acero de refuerzo y el concreto de los elementos del cajón se presenta a continuación en forma de tabla para facilitar su entendimiento. En los resultados parciales y totales para el caso de los elementos que forman la cimentación se han dividido en 18 partidas según se muestra en el plano de la secuencia de excavación.

V.2.1. Cimbra

V.2.1.1. Cimbra en Contratrabes.

A continuación se presenta la cuantificación de la cimbra en contratrabes:

Sección	d (m)	Long. (m)	Area de pared (m ²)	# paredes	Area total (m ²)
CT-1	0,8	13,88	11,104	2	22,208
CT-2					
100X25	1	27,02	27,02	2	54,04
CT-3					
80X25	0,8	27,02	21,616	2	43,232
CT-8					
100X25	1	13,88	13,88	2	27,76
CT-4					
80X25	0,8	13,88	11,104	2	22,208
CT-5					
80X25	0,8	13,88	11,104	2	22,208
CT-6					
80X25	0,8	27,02	21,616	2	43,232
CT-7					
80X25	0,8	27,02	21,616	2	43,232
SUMA =					278,12 (m ²)
SUMA POR 18 UNIDADES =					5008,18 (m ²)

Tabla 5.1. Cimbra en Contratrabes.

V.2.1.2. Cimbra en Muros de Contención.

A continuación se presenta la cuantificación de la cimbra en muros de contención:

Sección	h (m)	Long. (m)	Area de pared (m ²)	# paredes	Area total (m ²)
MC-A	3,27	555,869	1817,69163	2	3635,38326
MC-B	3,27	80,474	263,14998	2	526,29996
MC-C	4,5	364,707	1641,1815	2	3282,363
MC-D	2,85	34,08	97,128	2	194,256
MC-E	4	19,24	76,96	2	153,92
MC-F	5,4	22,12	119,448	2	238,896
MC-M	2,6	154,806	402,4956	2	804,9912
SUMA =					8836,10942 (m ²)

Tabla 5.2. Cimbra en Muros de Contención.

V.2.1.3. Cimbra en Dados y Columnas.

A continuación se presenta la cuantificación de la cimbra en dados y columnas:

SECCION	lado (m)	h (m)	Area_cara (m ²)	# caras	Area tot. 1 dado (m ²)	# dados	Area tot. (m ²)
DADO	0,45	0,8	0,36	4	1,44	32	46,08 (m ²)
SUMA POR 18 UNIDADES =							829,44 (m ²)

SECCION COLUMNA	lado (m)	h (m)	Area_cara (m ²)	# caras	Area total 1 columna (m ²)	# cols.	Area tot. (m ²)
C-1	0,4	3,58	1,432	4	5,728	32	183,296 (m ²)
SUMA POR 18 UNIDADES =							3299,328 (m ²)

Tabla 5.3. Cimbra en Dados y Columnas.

V.2.1.4. Cimbra en Muros Interiores.

A continuación se presenta la cuantificación de la cimbra en muros interiores:

Sección	h (m)	Long. (m)	Area de pared (m ²)	# paredes	Area total (m ²)
M-1	3,58	27,76	99,3808	2	198,7616
M-2	3,58	38,48	137,7584	2	275,5168
SUMA =					474,2784 (m ²)
SUMA POR 18 UNIDADES =					8537,0112 (m ²)

Tabla 5.4. Cimbra en Muros Interiores.

V.2.1.5. Cimbra en Trabes.

A continuación se presenta la cuantificación de la cimbra en trabes:

Sección	b (m)	d (m)	Long. (m)	Area transv. (m ²)
T-1	0,3	1	13,88	22,208
T-2				
60X25	0,25	0,6	6,26	6,886
T-3				
100X30	0,3	1	27,02	43,232
T-4				
60X20	0,2	0,6	3,44	3,44
T-5				
100X30	0,3	1	27,02	43,232
T-6				
60X25	0,25	0,6	13,88	15,268
T-7				
60X25	0,25	0,6	5,12	5,632
T-8				
80X25	0,25	0,8	27,02	35,126
T-9				
100X30	0,3	1	27,02	43,232
T-10				
100X30	0,3	1	13,88	22,208
T-11				
60X25	0,25	0,6	13,88	15,268
T-12				
60X25	0,25	0,6	7,84	8,624
T-13				
100X30	0,3	1	27,02	43,232
T-14				
60X25	0,25	0,6	7,85	8,635
T-15				
60X25	0,25	0,6	22,46	24,706
T-16				
100X30	0,3	1	27,02	43,232
T-17				
60X25	0,25	0,6	22,46	24,706
T-18				
60X25	0,25	0,6	7,85	8,635
T-19				
60X20	0,2	0,6	5,3	5,3
			SUMA =	422,802 (m ²)
			SUMA POR 18 UNIDADES =	7610,436 (m ²)

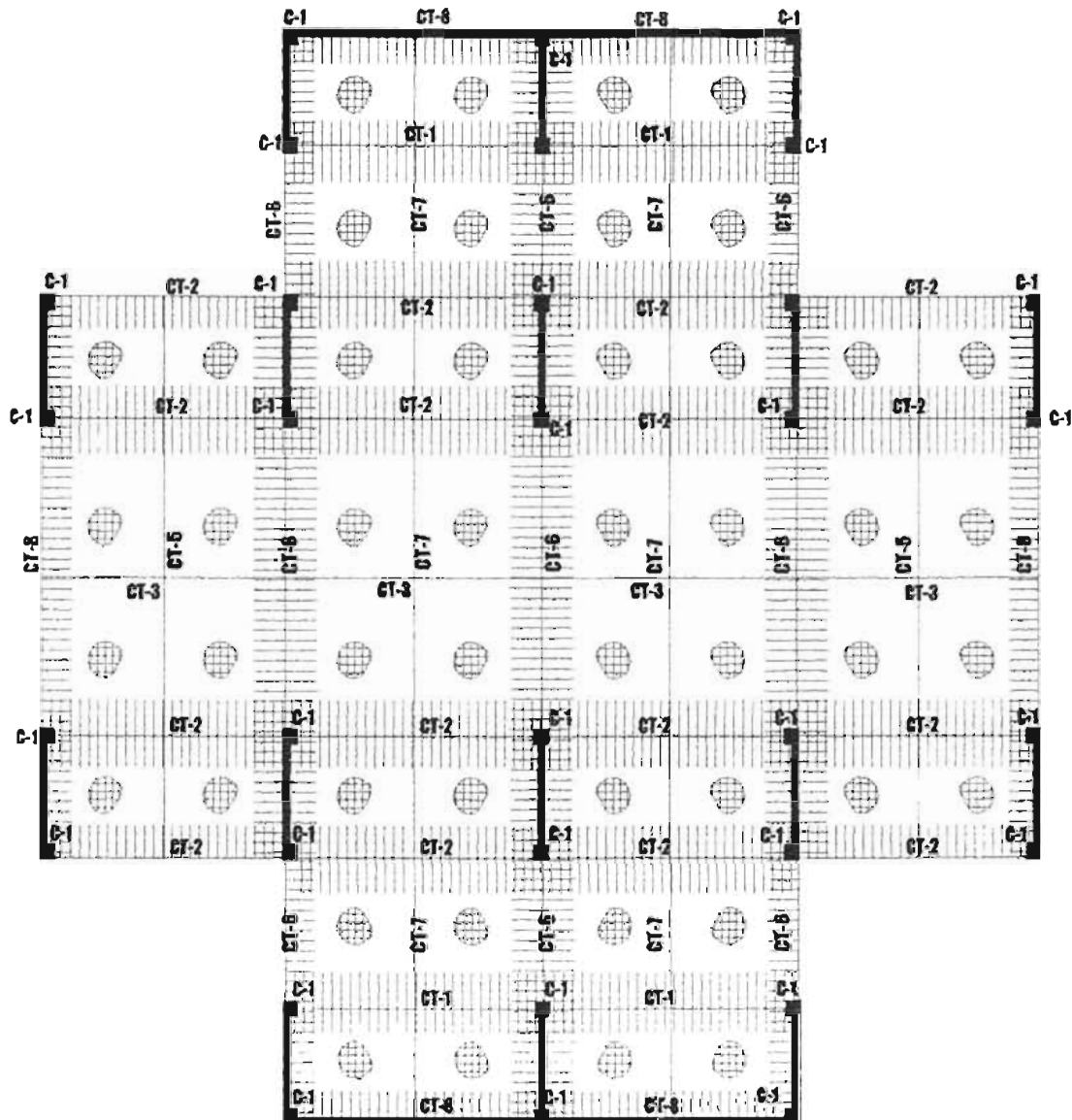
Tabla 5.5. Cimbra en Trabes.

V.2.1.6. Cimbra en Losa Tapa de Cajón de Cimentación.

Se tiene que en promedio la losa tapa del cajón de cimentación se dividirá en 18 secciones, cada una de estas tiene una superficie de 774 m² para dar un total de:

$$A_{\text{LOSA TAPA}} = 13,932 \text{ (m}^2\text{)}$$

V.2.2. Acero de Refuerzo.



PLANTA DE CONTRATRAVES
 ESPESOR DE LOSA, FONDO H=20

Fig. 5.1. Croquis de localización de contratrabes y columnas

V.2.2.1. Acero de Refuerzo en Contratraves.

A continuación se presenta la cuantificación del Acero de Refuerzo para Contratraves:

Sección	Tipo arm	# vars	#var. Y peso Long. (m)	#2	#2.5	#3	#4	#5	#6	#8	#10	#12	#secs.	w tot (kg)	
CT-1 80X25	p.sup.	2	13,88							110,29			2	220,6	
	temp	2	13,88			15,518							2	31,0	
	p.inf.	2	13,88							110,29			2	220,6	
	Adicional														
	sup.			8						17,88				2	35,8
	inf.			8							31,784			2	63,6
	Anclajes														
				L.A (m)											
	sup.	2		1,15							9,1379			2	18,3
	temp.	2		0,35			0,3913							2	0,8
	inf.	2		0,85							6,7541			2	13,5
	Estribos														
				Permetro											
	d.ef.		0,74			0,4137				Suma	# Est.				
	b.ef.		0,19			0,1062				0,5199	90		2	93,6	

Sección	Tipo arm.	# vars	#var. Y peso Long. (m)	#2	#2.5	#3	#4	#5	#6	#8	#10	#12	#secs.	w tot. (kg)	
CT-2 100X25	p.sup.	2	27,14							215,65			4	862,6	
	temp	4	27,14			60,685							4	242,7	
	p.inf.	2	27,14							215,65			4	862,6	
	Adicional														
	sup.			28,8							114,42			4	457,7
	inf.			19,2							76,282			4	306,1
	Anclajes														
				L.A (m)											
	sup.	2		1,15							9,1379			4	36,6
	temp.	2		0,35			0,3913							4	1,6
	inf.	2		0,85							6,7541			4	27,0
	Estribos														
				Permetro											
	d.ef.		0,94			0,5255	0,9334								
	b.ef.		0,19			0,1062	0,1887				#3	#4			
			Suma			0,6317	1,1221				#Est.	87	60	219,8	
											54,955	67,325	4	269,3	

Sección	Tipo arm.	# vars	#var. Y peso Long. (m)	#2	#2.5	#3	#4	#5	#6	#8	#10	#12	#secs.	w tot. (kg)	
CT-3 80X25	p.sup.	2	27,14						121,32				1	121,3	
	temp	2	27,14			30,343							1	30,3	
	p.inf.	2	27,14						121,32				1	121,3	
	Adicional														
	sup.			24						53,64				1	53,6
	inf.			9						20,115				1	20,1
	Anclajes														
				L.A (m)											
	sup.	2		0,7						3,129				1	3,1
	temp.	2		0,35			0,3913							1	0,4
	inf.	2		0,5						2,235				1	2,2
	Estribos														
				Permetro											
	d.ef.		0,74			0,4137									
	b.ef.		0,19			0,1062					#3				
			Suma			0,5199					#Est.	135	1	70,2	

Sección	Tipo arm.	# vars	#var. Y peso Long. (m)	#2	#2.5	#3	#4	#5	#6	#8	#10	#12	#secs.	w tot. (kg)	
CT-8 100X25	p.sup.	2	13,88							110,29			2	220,6	
	temp	4	13,88			31,036							2	62,1	
	p.inf.	2	13,88							110,29			2	220,6	
	Anclajes														
				L.A (m)											
	sup.	2		1,15							9,1379			2	18,3
	temp	4		0,35			0,7826							2	1,6
	inf.	2		0,85							6,7541			2	13,5
	Estribos														
					Permetro										
		d.ef.		0,94			0,5255								
		b.ef.		0,19			0,1062					#3			
			Suma			0,6317					#Est.	69	2	87,2	

Sección	Tipo arm.	# vars	#var. Y peso Long. (m)	#2	#2.5	#3	#4	#5	#6	#8	#10	#12	#secs.	w tot. (kg)			
CT-8 100X25	p. sup.	2	13.88	0.248	0.388	0.559	0.993	1.552	2.235	3.973	6.207	8.938	2	220.6			
	temp.	4	13.88			31.036							2	62.1			
	p. inf.	2	13.88							110.29			2	220.6			
	Anclajes			L.A. (m)													
	sup.	2	1.15							9.1379				2	18.3		
	temp.	4	0.35			0.7826								2	1.6		
	inf.	2	0.85							6.7541				2	13.5		
	Estribos			Perímetro													
	d. ef.		0.94			0.5255											
	b. ef.		0.19			0.1062								#3			
	Suma					0.6317								#Est	69	2	87.2

Sección	Tipo arm.	# vars	#var. Y peso Long. (m)	#2	#2.5	#3	#4	#5	#6	#8	#10	#12	#secs.	w tot. (kg)		
CT-4 80X25	p. sup.	2	13.88	0.248	0.388	0.559	0.993	1.552	2.235	3.973	6.207	8.938	2	124.1		
	temp.	2	13.88			15.518							2	31.0		
	p. inf.	2	13.88						62.044				2	124.1		
	Adicional															
	sup.		12						26.82					2	53.6	
	inf.		15						33.525					2	67.1	
	Anclajes			L.A. (m)												
	sup.	2	0.7						3.129					2	6.3	
	temp.	2	0.35			0.3913								2	0.8	
	inf.	2	0.5						2.235					2	4.5	
	Estribos			Perímetro												
	d. ef.		0.74			0.4137										
b. ef.		0.19			0.1062								#3			
Suma					0.5199								#Est	75	2	78.0

Sección	Tipo arm.	# vars	#var. Y peso Long. (m)	#2	#2.5	#3	#4	#5	#6	#8	#10	#12	#secs.	w tot. (kg)		
CT-5 80X25	p. sup.	2	13.88	0.248	0.388	0.559	0.993	1.552	2.235	3.973	6.207	8.938	2	124.1		
	temp.	2	13.88			15.518							2	31.0		
	p. inf.	2	13.88						62.044				2	124.1		
	Adicional															
	sup.		4						8.94					2	17.9	
	inf.		12						26.82					2	53.6	
	Anclajes			L.A. (m)												
	sup.	2	0.7						3.129					2	6.3	
	temp.	2	0.35			0.3913								2	0.8	
	inf.	2	0.5						2.235					2	4.5	
	Estribos			Perímetro												
	d. ef.		0.74			0.4137										
b. ef.		0.19			0.1062								#3			
Suma					0.5199								#Est	69	2	71.7

Sección	Tipo arm.	# vars	#var. Y peso Long. (m)	#2	#2.5	#3	#4	#5	#6	#8	#10	#12	#secs.	w tot. (kg)		
CT-6 80X25	p. sup.	2	27.02	0.248	0.388	0.559	0.993	1.552	2.235	3.973	6.207	8.938	3	644.1		
	temp.	2	27.02			30.208							3	90.6		
	p. inf.	2	27.02							214.7			3	644.1		
	Adicional															
	sup.		10						39.73					3	119.2	
	inf.		24						95.352					3	286.1	
	Anclajes			L.A. (m)												
	sup.	2	1.15						9.1379					3	27.4	
	temp.	2	0.35			0.3913								3	1.2	
	inf.	2	0.85						6.7541					3	20.3	
	Estribos			Perímetro												
	d. ef.		0.74			0.4137										
b. ef.		0.19			0.1062								#3			
Suma					0.5199								#Est	165	3	257.3

Sección	Tipo am.	# vars	#var. Y peso Long. (m)	#2	#2.5	#3	#4	#5	#6	#8	#10	#12	#secs.	w tol. (kg)
CT-7	p sup.	2	27,02	0,248	0,388	0,559	0,993	1,552	2,235	3,973	6,207	8,938	2	241,6
80X25	temp.	2	27,02			30,208							2	60,4
	p inf.	2	27,02						120,78				2	241,6
Adicional														
	sup.		16						35,76				2	71,5
	inf.		24						53,64				2	107,3
	Anclajes		L.A. (m)											
	sup.	2	0,7						3,129				2	6,3
	temp.	2	0,35			0,3913							2	0,8
	inf.	2	0,5						2,235				2	4,5
	Estribos		Perimetro											
	d.ef.		0,74			0,4137								
	b.ef.		0,19			0,1062					#3			
	Suma					0,5199					#Est.	135	2	140,4

Por lo tanto, la suma parcial y total de la cuantía de acero de refuerzo por diámetros es la siguiente:

Parcial:

	#3	#4	#5	#6	#8	
Suma	1605,30	269,30	0,00	1740,17	5302,21	(kg)
Suma	1,61	0,27	0,00	1,74	5,30	(ton)

Totales:

Suma	28895,45	4847,43	0,00	31323,08	95439,72	(kg)
Suma	28,90	4,85	0,00	31,32	95,44	(ton)

Tabla 5.6. Resumen de la cuantificación del Acero de Refuerzo en Contratraves.

V.2.2.2. Acero de Refuerzo en Losa de Fondo.

La losa de fondo tiene un espesor de 20 cm está armada con doble parrilla de #3@25 cm en ambos sentidos, por lo tanto en 1 m² de losa hay 8 m lineales de varilla. El área total proyectada para una sección del cajón de cimentación es de:

$$A = 774(m^2)$$

por lo tanto se tendrán la siguiente cantidad de metros lineales de varilla por cada sección de cajón:

$$L = 6192(m)$$

y si la losa está armada con una doble parrilla de vars del #3 con un peso de 0,559 (kg/m), se tiene un peso total de acero de refuerzo de:

$$\text{una parrilla: } \omega = 3.46(ton)$$

$$\text{doble parilla: } \omega = 6.92(ton)$$

por las 18 unidades que conforman la superficie del cajón:

$$\omega = 124.6(ton)$$

La losa de fondo también está armada con varillas del #4@25 y con una escuadra de 20 cm y su cuantificación se presenta a continuación:

Distancia	#4 @25	L (m)	L+0,2 (m)	# Claros	ml	W (kg/m)	Wt (kg)
13,88	56	0,8	1	4	224	0,993	222,432
13,88	56	0,85	1,05	4	235,2	0,993	233,5536
27,14	109	0,8	1	2	218	0,993	216,474
27,02	108	0,8	1	2	216	0,993	214,488
13,88	56	1,5	1,7	2	190,4	0,993	189,0672
27,02	108	1,7	1,9	1	205,2	0,993	203,7636
27,14	109	1,7	1,9	2	414,2	0,993	411,3006
SUMA vars.#4 =							1691,079 (kg)
SUMA vars.#4 por 18 unidades =							30439,422 (kg)

Tabla 5.7. Acero de Refuerzo en ganchos de losa de fondo.

V.2.2.3. Acero de Refuerzo en Muros.

A continuación se presenta un ejemplo de la cuantificación de los muros de retención ya que por la cantidad de partes en la que es fragmentado el concepto para ser cuantificado y como se aprecia resulta impráctico presentar la cuantificación de cada uno.

Muro	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
MC-A	Altura h=	3,270	h esp.=	0,200	Permetro=
	Ancho base b=	2,000	b esp =	0,200	555,869 (m)

Pared	# vars. / m	h (m)	Lvar=h+L.A. (m)	W 1 var. (kg/m)	Perim. Muro (m)	W vars. (kg)	# parrillas	W t vars. (kg)
Arm. Vert. #4 @25	4,000	3,270	3,620	0,993	555,869	7992,640	2	15985,280

Arm. Horiz #4 @20	n=h-b esp (m)	# vars / h'	traslapes @ 12 m L.T	Perim. Muro (m)	# traslapes @ 12 m	L. tot. Trasip. (m)	W 1 var. (kg/m)	W vars. (kg)	# parrillas	W t vars. (kg)
	3,070	15	0,650	555,869	46	30,110	0,993	8931,894	2	17863,616

Base (losa) longitudinal	# vars/ b	traslapes @ 12 m L.T.	Perim. Muro (m)	# traslapes @ 12 m	L. tot. Trasip. (m)	W 1 var. (kg/m)	W vars. (kg)	# parrillas	W t vars. (kg)
Armado #4 @20	10	0,650	555,869	46	30,110	0,993	5816,767	2	11637,534

transversal	L (m)	L.G. en los 2 extremos (m)	L=L+2L.G. (m)	# vars. / m	Perim. Muro (m)	# tot. Vars	W 1 var. (kg/m)	W. tot vars. (kg)	# parrillas	W t vars. (kg)
Armado #4 @30	1,840	0,150	2,240	3,000	555,869	1667,607	0,993	3709,292	2	7418,583

Refuerzo de union entre muro y losa

Armado #4	traslapes @ 12 m L.T.	Perim. Muro (m)	# traslapes @ 12 m	L. tot. Trasip. (m)	L. tot. (m)	W 1 var. (kg/m)	W t vars. (kg)	
	4,000	0,650	555,869	46	30,110	2343,914	0,993	2327,507

SUMA Wt (vars. #4)=	55232,520 (kg)
---------------------	----------------

Los pesos de varillas por muro son:

Muro MC-A	SUMA Wt (vars. #4)=	55232,520 (kg)
-----------	---------------------	----------------

Muro MC-B	SUMA #4 =	8333,053 (kg)
Muro MC-B	SUMA #3 =	314,895 (kg)
Muro MC-C	SUMA Wt (vars. #4)=	50148,980 (kg)
Muro MC-D	SUMA Wt (vars. #4)=	2450,845 (kg)
Muro MC-E	SUMA Wt (vars. #4)=	2485,881 (kg)
Muro MC-F	SUMA Wt (vars. #4)=	3579,755 (kg)
Muro MC-M	SUMA Wt (vars. #4)=	6998,467 (kg)
TOTALES	#3	#4
SUMA	314,895	129229,501 (kg)

Tabla 5.7. Acero de Refuerzo en Muros Perimetrales.

V.2.2.4. Acero de Refuerzo Columnas y Muros Interiores.

A continuación se presenta la cuantificación del Acero de Refuerzo en Columnas y Muros interiores del cajón de cimentación:

Columnas								
Sección	Armado #8	h (m)	L.A. 40 f sup e inf (m)	h.L (m)	W 1 var. (kg/m)	W L var. 1 col. (kg)	# cols.	W t var. (kg)
40X40 cm incluye dado 45X45 cm	8	3,58	1,52	5,1	2,235	91,188	32	2918,016

Estribos Armado #3	Separación (m)	h.L (m)	# total de estr.	L est. (m)	L tot. (m)	W 1 var. (kg/m)	W t vars. 1 col. (kg)	# cols.	W t var. (kg)
2,000	0,200	4,380	21,900	1,800	39,420	0,559	22,098	32	705,14496

Muros Interiores								
Muro M-1	h (m)	L (m)	h esp. (m)	Perimetro (m)				
Altura h=	3,580	h esp.=	0,200	Perimetro=	27,760 (m)			

Pared Arm. Vert. #3 @20	# vars. / m	h (m)	Lvar=h*L.A. (m)	W 1 var. (kg/m)	Perim. Muro (m)	W vars. (kg)	# parrillas	W t vars. (kg)
	5,000	3,580	3,830	0,559	27,760	304,926	2	609,851

Arm. Horiz. #3 @20	h (m)	# vars. / h'	Perim. Muro (m)	L.G. (m)	L.G. tot. (m)	W 1 var. (kg/m)	W vars. (kg)	# parrillas	W t vars. (kg)
	3,580	18	27,780	0,400	7,160	0,559	349,413	2	698,826

TOTALES	#3	#6	POR 18 UNIDADES	#3	#6
SUMA	3397,866	2918,016		61161,588	52524,288

Tabla 5.9. Acero de Refuerzo en Columnas y Muros Interiores.

V.2.2.5. Acero de Refuerzo Trabes.

A continuación se presenta la cuantificación del Acero de Refuerzo en trabes de la losa tapa del cajón de cimentación:

Sección	Tipo arm.	# vars	#var. Y peso Long. (m)	#2	#2.5	#3	#4	#5	#6	#8	#10	#12	#seca	w tot. (kg)	
T-1 100X30	p.sup.	2	13,88	0,248	0,388	0,569	0,893	1,552	2,235	3,873	6,207	8,938		220,58096	
	temp.	4	13,88			31,0357							2	62,07136	
	p.inf.	2	13,88							110,29			2	220,58096	
	Adicional														
	sup.			3							11,919			2	23,838
	inf.			10							39,73			2	79,46
	Anclajes L.A. (m)														
	sup.	2		1,15							9,1378			2	18,2756
	temp.	4		0,35			0,7828							2	1,5652
	inf.	2		0,85							6,7541			2	13,5082
Estribos Perímetro															
	d. el.		0,94			0,52548									
	b. el.		0,24			0,13416									
	10 φ X 2		0,2			0,1118									
	Suma					0,77142							#Est. 73		
													58,3137	2	112,62732

Debido a que se tiene un total de 19 secciones, resultaría impráctico mostrar en este formato las cuantificaciones y se presentan los totales por diámetros de las varillas.

	#3	#4	#5	#6	#8
Suma	1780,92	980,60	177,05	2796,70	6863,56

POR 18 UNIDADES	#3	#4	#5	#6	#8
Suma	32056,83	17650,81	3186,94	50340,80	119944,00

Tabla 5.10. Resumen de la cuantificación del Acero de Refuerzo en Trabes.

V.2.2.6. Acero de Refuerzo en Losa Tapa.

La losa de fondo tiene un espesor de 20 cm está armada con doble parrilla de #3@25 cm en ambos sentidos, por lo tanto en 1 m² de losa hay 8 m lineales de varilla. El área total proyectada para una sección del cajón de cimentación es de:

$$A = 774(m^2)$$

por lo tanto se tendrán la siguiente cantidad de metros lineales de varilla por cada sección de cajón:

$$L = 6192(m)$$

y si la losa está armada con una doble parrilla de varillas del #3 con un peso de 0,559 (kg/m), se tiene un peso total de acero de refuerzo de:

$$\text{una parrilla: } \omega = 3.46(ton)$$

dobles parilla: $\omega = 6.92(\text{ton})$

por las 18 unidades que conforman la superficie del cajón:

$\omega = 124.6(\text{ton})$

La losa de fondo también está armada con están compuestos de #4@25 y con una escuadra de 20 cm y su cuantificación se presenta a continuación:

Distancia	#4 @25	L (m)	L+0,2 (m)	# Claros	ml	W (kg/m)	Wt (kg)
13,88	56	0,8	1	4	222,08	0,993	220,5
6,57	26	0,8	1	4	105,12	0,993	104,4
3,3	13	2	2,2	8	232,32	0,993	230,7
6,8	27	2,4	2,6	4	282,88	0,993	280,9
13,88	56	2	2,2	4	488,576	0,993	485,2
6,26	25	0,8	1	4	100,16	0,993	99,5
3,3	13	2	2,2	4	116,16	0,993	115,3
4,8	19	1	1,2	4	92,16	0,993	91,5
8,7	35	2	2,2	2	153,12	0,993	152,0
1	4	2	2,2	8	70,4	0,993	69,9
5,8	23	1,5	1,7	8	315,52	0,993	313,3
4,5	18	0,95	1,15	8	185,6	0,993	184,4
4,8	19	0,75	0,95	3	54,72	0,993	54,3
1	4	0,55	0,75	6	18	0,993	17,9
1	4	1	1,2	1	4,8	0,993	4,8
4,8	18	0,4	0,6	2	22,08	0,993	21,9
1	4	1,55	1,75	1	7	0,993	7,0
2,64	11	0,8	0,8	2	16,896	0,993	16,8
3	12	1,2	1,4	4	67,2	0,993	66,7
SUMA vars.#4 =							2517,0 (kg)
SUMA vars.#4 por 18 unidades =							45306,9 (kg)

Tabla 5.11. Acero de Refuerzo en ganchos de losa tapa.

V.2.2.7. Suma total de Acero de Refuerzo.

A continuación se presenta un resumen del total de acero de refuerzo por diámetros de varillas para el cajón de cimentación:

	#3	#4	#5	#6	#8	
CONTRATRABES	1605,30	269,30	0,00	1740,17	5302,21	(kg)
LOSA DE FONDO	6922,68	1691,08	0,00	0,00	0,00	(kg)
MUROS	314,89	129229,50	0,00	0,00	0,00	(kg)
COLS. Y MUROS SUP.	3397,87	0,00	0,00	2918,02	0,00	(kg)
TRABES	1780,92	980,60	177,05	2796,70	6663,56	(kg)
LOSA TAPA	6922,66	2517,05	0,00	0,00	0,00	(kg)
Suma	20944,30	134687,53	177,05	7454,89	11965,76	(kg)
Suma	20,94	134,69	0,18	7,45	11,97	(ton)
FOR 18 UNIDADES + MUROS						
Suma	371844,17	227474,03	3186,94	134187,97	215383,72	(kg)
Suma	371,64	227,47	3,19	134,19	215,38	(ton)

Tabla 5.12. Resumen de la cuantificación del Acero por diámetros de varillas.

V.2.3. Concreto.

V.2.3.1. Concreto para Contratraves.

A continuación se presenta la cuantificación del volumen de concreto para contratraves de la losa de fondo del cajón de cimentación:

Sección	d (m)	b (m)	Area transv. (m2)	Long (m)	# pzas.	Vol. Conc. (m3)	P. Vol. Conc. (kg/m3)	W conc. (kg)
CT-1	0,8	0,25	0,2	13,88	2	5,552	2400	13324,8
CT-2								
100X25	1	0,25	0,25	27,02	4	27,02	2400	64848
CT-3								
80X25	0,8	0,25	0,2	27,02	1	5,404	2400	12969,8
CT-8								
100X25	1	0,25	0,25	13,88	2	8,94	2400	16656
CT-4								
80X25	0,8	0,25	0,2	13,88	2	5,552	2400	13324,8
CT-5								
80X25	0,8	0,25	0,2	13,88	2	5,552	2400	13324,8
CT-6								
80X25	0,8	0,25	0,2	27,02	3	18,212	2400	38908,8
CT-7								
80X25	0,8	0,25	0,2	27,02	2	10,808	2400	25939,2
					SUMA =	83,04		199296
SUMA POR 18 UNIDADES =						1494,72		3587328

Tabla 5.13. Concreto para Contratraves.

V.2.3.2. Concreto para Losa de Fondo y Tapa del Cajón.

A continuación se presenta la cuantificación del volumen de concreto para las losas de fondo y tapa del cajón de cimentación:

LOSA DE FONDO

ESPESOR (m)	AREA DE LOSA (m2)	Vol. Conc. (m3)	P. Vol. Conc. (kg/m3)	W conc. (m3)
0,2	774	154,8	2400	371520

LOSA TAPA

ESPESOR (m)	AREA DE LOSA (m2)	Vol. Conc. (m3)	P. Vol. Conc. (kg/m3)	W conc. (m3)
0,12	774	92,88	2400	222912

SUMA =	247,68		594432
--------	--------	--	--------

SUMA POR 18 UNIDADES =	4458,24		10699776
------------------------	---------	--	----------

Tabla 5.14. Concreto para Losa de Fondo y Tapa del Cajón.

V.2.3.3. Concreto para los Muros del Cajón.

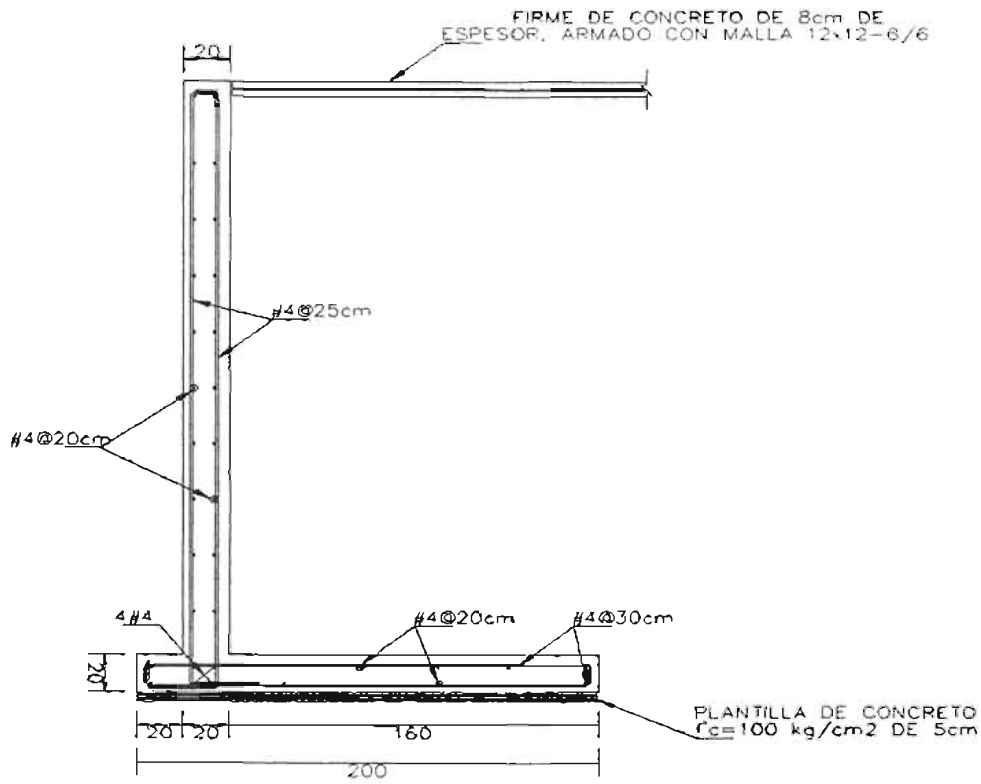


Fig. 5.2. Muro Perimetral del cajón de cimentación. (Tipo)

A continuación se presenta la cuantificación del volumen de concreto para los muros del cajón de cimentación:

SECCION	Area transv. (m ²)	Long. (m)	Vol. Conc. (m ³)
MC-A	1,014	555,869	563,65
MC-B	1,114	80,474	89,65
MC-C	1,38	364,707	503,30
MC-D	0,85	34,080	28,97
MC-E	1,296	19,240	24,94
MC-F	1,64	22,120	36,28
MC-M	0,52	154,806	80,50
SUMA =			1327,27

Tabla 5.15. Concreto para Muros Perimetrales.

V.2.3.4. Concreto para Columnas.

A continuación se presenta la cuantificación del volumen de concreto para las columnas del cajón de cimentación:

SECCIÓN	b (m)	d (m)	Area transv. (m ²)	h (m)	Vol. 1 Dado. (m ³)	# pzas.	Vol. Conc. (m ³)
DADOS							
45X45	0,45	0,45	0,2025	0,8	0,162	32	5,18
COLUMNAS							
40X40	0,4	0,4	0,16	3,58	0,5728	32	18,33
						SUMA =	23,51

SUMA POR 18 UNIDADES = 423,24

Tabla 5.16. Concreto para Columnas.

V.2.3.5. Concreto para Muros Interiores.

A continuación se presenta la cuantificación del volumen de concreto para los muros interiores del cajón de cimentación:

MUROS INTERIORES

	Altura (m)	Espesor (m)	Area (m ²)	Long. Tot. (m)	Vol. Conc. (m ³)
M-1	3,580	0,200	0,716	27,76	19,87616
M-2	3,580	0,200	0,716	38,48	27,55168
				SUMA =	47,42784

SUMA POR 18 UNIDADES = 853,70112

Tabla 5.17. Concreto para Muros Interiores.

V.2.3.6. Concreto para Trabes.

A continuación se presenta la cuantificación del volumen de concreto para las trabes de la losa tapa del cajón de cimentación: **Tabla 5.18. Concreto para Trabes**

Sección	d (m)	b (m)	Area transv. (m ²)	Long. (m)	# pzas.	Vol. Conc. (m ³)	P. Vol. Conc. (kg/m ³)	W conc. (kg)
T-1								
100X30	1	0,3	0,3	13,88	2	8,328	2400	19987,2
T-2								
60X25	0,6	0,25	0,15	6,26	2	1,878	2400	4507,2
T-3								
100X30	1	0,3	0,3	27,02	2	16,212	2400	38908,8
T-4								
60X20	0,6	0,2	0,12	3,44	2	0,8256	2400	1981,44
T-5								
100X30	1	0,3	0,3	27,02	1	8,106	2400	19454,4

T-6									
60X25	0,6	0,25	0,15	13,88	2	4,164	2400	9993,6	
T-7									
60X25	0,6	0,25	0,15	5,12	4	3,072	2400	7372,8	
T-8									
80X25	0,8	0,25	0,2	27,02	1	5,404	2400	12969,6	
T-9									
100X30	1	0,3	0,3	27,02	1	8,106	2400	19454,4	
T-10									
100X30	1	0,3	0,3	13,88	2	8,328	2400	19987,2	
T-11									
60X25	0,6	0,25	0,15	13,88	2	4,164	2400	9993,6	
T-12									
60X25	0,6	0,25	0,15	7,84	2	2,352	2400	5644,8	
T-13									
100X30	1	0,3	0,3	27,02	2	16,212	2400	38908,8	
T-14									
60X25	0,6	0,25	0,15	7,85	1	1,1775	2400	2826	
T-15									
60X25	0,6	0,25	0,15	22,46	1	3,369	2400	8085,6	
T-16									
100X30	1	0,3	0,3	27,02	1	8,106	2400	19454,4	
T-17									
60X25	0,6	0,25	0,15	22,46	1	3,369	2400	8085,6	
T-18									
60X25	0,6	0,25	0,15	7,85	1	1,1775	2400	2826	
T-19									
60X20	0,6	0,2	0,12	5,3	3	1,908	2400	4579,2	
					SUMA =	106,259	(m ³)	255021	(kg)
				SUMA POR 18 UNIDADES =		1912,65	(m ³)	459037	(kg)
								2	

V.2.3.7. Volúmenes totales de Concreto.

A continuación se presenta un resumen de los volúmenes totales de concreto para el cajón de cimentación: **Tabla 5.19. Resumen de volúmenes de Concreto.**

SECCIÓN	Vol. Conc. (m ³)
CONTRATRABES	83,04
LOSAS (FONDO Y TAPA)	247,68
MUROS	1327,27
COLUMNAS Y DADOS	23,51
MUROS INTERIORES	47,43
TRABES	106,26
SUMA =	1835,19
SUMA POR 18 UNIDADES =	10469,83

V.3. Programa de obra.

Ya que se tienen las cantidades de obra por ejecutar, lo que procede a continuación es el delimitar cada una de las actividades por hacer en cada partida en la que esté dividido el proyecto.

Estas actividades o tareas tienen un tiempo límite de duración que responde principalmente a dos condicionantes:

- La restricción temporal de esa actividad para cumplir con una fecha límite de terminación del proyecto.
- La cantidad de recursos disponibles para ejecutarlos, estos pueden ser materiales o económicos de acuerdo con el presupuesto proyectado.

En nuestro caso y como se ha mencionado en este y capítulos anteriores, el proyecto ha sido dividido en 18 partidas o porciones a ejecutarse en dos etapas. Cada una de estas partidas, a su vez ha sido dividida en 29 actividades que son las siguientes:

1. Despalme y desyerbe
2. Trazo y nivelación
3. Colocación de refuerzo en colindancias
4. Excavación
5. Excavación de cepas para contratrabes
6. Colocación de plantilla de $e=5$ cm de concreto $f_c=100$ kg/cm²
7. Cimbra exterior de muros perimetrales del cajón
8. Armado de muros
9. Cimbra interior de muros perimetrales del cajón
10. Colado de muros perimetrales del cajón
11. Cimbra en contratrabes
12. Armado de contratrabes y dados de columnas
13. Armado de losa de fondo del cajón
14. Colado de contratrabes, dados y losa de fondo
15. Fraguado inicial
16. Descimbrado
17. Armado de columnas y muros interiores
18. Cimbra en columnas y muros interiores
19. Colado de columnas y muros interiores
20. Fraguado inicial
21. Descimbrado
22. Cimbra de trabes y losa tapa del cajón
23. Armado de trabes y losa tapa del cajón
24. Colado de trabes y losa tapa del cajón
25. Fraguado inicial y descimbrado de costados de vigas
26. Descimbrado de losas dejando puntales inferiores
27. Descimbrado de caras inferiores de vigas dejando puntales inferiores
28. Remoción de puntales de losas
29. Remoción de puntales de vigas

La duración de cada una de estas actividades tiene que ser congruente con los siguientes parámetros:

- Los rendimientos tanto de mano de obra como de los materiales y maquinaria disponibles, y
- La magnitud del presupuesto disponible para la realización de cada partida y sus respectivas actividades.

A continuación se presenta una tabla con rendimientos por jornada de actividades relacionadas con la construcción del cajón de cimentación:

CONCEPTO	Un.	Gpo.	Rendimiento aproximado por grupo.
Preliminares y cimentación:			
Limpia y Trazo.	m ²	2	50 m ² /Jor
Excavación en tierra hasta 2 m de profundidad	m ³	1	4 m ³ /Jor
Acarreo con carretilla a 20 m	m ³	1	5 m ³ /Jor
Compactación de cepas con pisón de mano	m ²	1	35 m ² /Jor
Plantillas entre 5 y 10 cm	m ²	2	14 m ² /Jor
Cimbrar y descimbrar, acabado no aparente:			
a) en cimientos	m ²	3	9,5 m ² /Jor
b) en columnas rectangulares	m ²	3	7,5 m ² /Jor
d) en trabes	m ²	3	8,5 m ² /Jor
e) en losas	m ²	3	9 m ² /Jor
Hechura de cimbra:			
a) en cimientos	m ²	3	17 m ² /Jor
b) en columnas rectangulares	m ²	3	8,5 m ² /Jor
d) en trabes	m ²	3	10 m ² /Jor
e) en losas	m ²	3	10 m ² /Jor

Tabla 5.20. Rendimientos de grupos de trabajo y material por actividad.

Con base a las actividades especificadas y a los rendimientos presentados arriba se propone el programa de obra cuyo inicio se proyecta para la primer semana del mes de noviembre cuando las lluvias de otoño hayan cesado o estén por terminar, al menos las más fuertes, así para la segunda semana una vez concluidos los trabajos preliminares se comience la excavación del primero de tres lapsos en la primer etapa.

El primer lapso está proyectado para tener una duración de 47 días hábiles para terminar justo antes de año nuevo. Los las otras dos partes de la secuencia tendrán una duración de 42, pero como van a comenzar tres semanas después de iniciada la primera parte pues ya se estará restituyendo el peso de suelo excavado al suelo de desplante, por lo tanto las dos partes siguiente estarían terminando el 21 de enero y el 11 de febrero respectivamente. Por lo tanto la primera etapa de construcción del cajón de cimentación tendrá una duración aproximada de 84 días hábiles que representan poco menos de tres meses. La segunda etapa de construcción sigue la misma lógica de construcción y tomaría alrededor de dos meses mas de construcción por lo que puede decirse que en cinco meses de trabajos estaría concluido el cajón de

cimentación de los 18 edificios y el avance en la construcción de la superestructura de los edificios de la primer etapa estaría casi por concluir y la tercera parte de los edificios de la segunda ya iría bastante avanzada.

El programa de obra propuesto se muestra desglosado por actividades y fechas de inicio y fin de cada una y también en un diagrama de Gant en el **Anexo 3** de este documento.

V.4. Presupuesto.

V.4.1. Materiales.

V.4.1.1. Concreto.

Se sabe que el concreto va a ser colado de dos distintas formas, a tiro libre en el caso de contratrabes, trabes y losas de fondo y tapa del cajón y con bombeo para muros perimetrales, columnas y muros interiores. Con datos del proyecto y los proporcionados por los proveedores se sabe que:

El volumen de concreto que se colará a tiro libre es igual con 437 m^3 en una de las 18 partidas o secciones en la que está dividido, por otro lado, 1 m^3 de concreto premezclado de resistencia $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$ tiene un costo promedio de \$870.00 (ochocientos setenta pesos M.N.), por lo tanto el costo del concreto colado a tiro libre tendrá un costo aproximado de \$380,190.00 (trescientos ochenta mil ciento noventa pesos M.N.).

$$\text{Vol. conc. tiro} = \$ 380,190.00$$

Las dieciocho partidas tendrán un costo de:

$$\text{Vol. conc.} = \$ 6,843,420.00$$

(seis millones ocho cientos cuarenta y tres mil cuatrocientos veinte pesos M.N.)

Por otra parte, la cantidad de concreto por bombear para los muros perimetrales e interiores y las columnas en una partida es igual con 145 m^3 , el costo de 1 m^3 de concreto premezclado bombeado de resistencia $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$ tiene un precio promedio de \$1,015.00 (mil quince pesos M.N.) y el costo total del concreto será de \$147,175.00 (ciento cuarenta y siete mil ciento setenta y cinco pesos M.N.); aunque también hay que agregar que el bombeo del concreto tiene un costo de \$133.30 (ciento treinta y tres pesos con treinta centavos M.N.) por lo que el costo total de bombeo será de \$19,330.00 (diecinueve mil trescientos treinta pesos M.N.), además, hay que agregar un aditivo para las juntas de colado tipo Adhecon de 0.15 litros por 1 m^3 de concreto con un precio promedio de \$29.30 (veintinueve pesos con treinta centavos M.N.) y el precio total de este aditivo será de \$637.00 (seiscientos treinta y siete pesos M.N.), por lo tanto el costo total del concreto bombeado será de \$167,142.00 (ciento sesenta y siete mil ciento cuarenta y dos pesos M.N.).

$$\text{Concreto Bombeado} = \$147,175.00$$

Bombeo= \$ 19,330.00

Aditivo= \$637.00

Total Conc. B.=167,142.00

Las dieciocho partidas tendrán un costo de:

Total Conc. B.=3,008,556.00

(tres millones ocho mil quinientos cincuenta y seis pesos M.N.)

Dentro de los mismos materiales encontramos los llamados "básicos" y que son todos aquellos materiales que aunque no forman parte definitiva en el cuerpo del proyecto si son necesarios para la construcción o habilitado de los mismos, en este rubro colocaremos las membranas de curado.

Para la cuantificación de este sistema se tiene que saber cual es el rendimiento del producto en m² por litro. Se propone la utilizar membranas de curado tipo Curacreto Incoloro que tiene un precio promedio de \$3.64 (tres pesos con sesenta y cuatro pesos M.N.), por partida se tiene una superficie de concreto por curar de aproximadamente 3318 m². El costo de curado por partida será de \$11,350.00 (once mil trescientos cincuenta pesos M.N.).

Curado= \$11,350.00

Las dieciocho partidas tendrán un costo de:

Curado= \$204,300.00

(doscientos cuatro mil trescientos pesos M.N.)

V.4.1.2. Acero.

Como puede observarse a detalle en la cuantificación hecha páginas antes en este capítulo se tiene un peso total en toneladas de acero de refuerzo es de 951.88 (Ton) y si el precio por tonelada es actualmente de \$6,555.00 (seis mil quinientos cincuenta y cinco pesos M.N.). Por lo tanto el precio del acero de refuerzo es de \$6,239,574.00 (seis millones doscientos treinta y nueve mil quinientos setenta y cuatro pesos M.N.).

Acero = \$ 6,239,574.00

(seis millones doscientos treinta y nueve mil quinientos setenta y cuatro pesos M.N.)

V.4.1.3. Cimbra.

De igual forma respecto a la cuantificación de páginas anteriores se tienen los metros cuadrados de cimbra en total por cada elemento parte del cajón de cimentación. Los metros cuadrados de cimbra totales para el cajón de cimentación son aproximadamente

48,049 m², en promedio si tomamos un costo promedio de la cimbra en cimentación por cada metro cuadrado de \$40.00 (cuarenta pesos M.N.) tendrá un costo aproximado de \$1,921,960.00 (un millón novecientos veintiún mil novecientos sesenta pesos M.N.).

Cimbra = \$1,921,960.00
(un millón novecientos veintiún mil novecientos sesenta pesos M.N.)

V.4.1.4. Costo total aproximado de materiales.

El costo total aproximado de los materiales que componen el cajón de cimentación será de:

Costo Materiales = \$18,217,810.00
(dieciocho millones doscientos diecisiete mil ochocientos diez pesos M.N.)

V.4.2. Mano de Obra.

V.4.2.1. Suministro y colocación de concreto.

Se tiene que para el suministro y colocación de 1 m³ de concreto se requiere de una cuadrilla compuesta de 1 albañil mas 1 ayudante, ésta cuadrilla tiene un rendimiento de

rend = 7 m³ / Jor , con un costo de
costo = \$510.58 / Jor (quinientos diez pesos con cincuenta y ocho centavos M.N.)

Haciendo un análisis del tiempo programado para el colado de una partida en horas y el rendimiento por cuadrilla para el suministro y colocación del concreto se tiene que para cada descarga de una revolvedora con 6 m³ en 30 minutos como se tiene previsto, se necesitarán de 12 cuadrillas repartidas por igual en los dos frentes de colado propuestos. De igual forma para el concreto bombeado necesitaremos 12 cuadrillas, por lo tanto ocuparemos 24 cuadrillas para una partida de colado. Con esto, el costo aproximado de la mano de obra:

Costo M. O. Concreto = \$ 220,570.00 (doscientos veinte mil quinientos setenta pesos M.N.)

V.4.2.2. Suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo.

Se tiene que para el suministro y colocación de 1 Ton de acero de refuerzo se requiere de una cuadrilla compuesta de 1 herrero mas 1 ayudante herrero, ésta cuadrilla tiene un rendimiento de

rend = 0.6 Ton / Jor , con un costo de
costo = \$510.58 / Jor (quinientos diez pesos con cincuenta y ocho centavos M.N.)

V.4.2.2.1. Suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo en contratrabes.

Se tiene que en contratrabes, para una partida se tienen que habilitar 8.92 (Ton) y se tiene programado habilitar el acero de refuerzo en tres días lo que significaría habilitar aproximadamente 3 toneladas al día, por lo tanto se tienen que ocupar 5 cuadrillas, por lo tanto el costo por suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo en contratrabes será de:

Acero CT's = 5 cuad x 3 días x \$510.58 = \$7,659 (siete mil seiscientos cincuenta y nueve pesos M.N.)

En total por las 18 partidas el costo será de:

Acero CT's = \$137,862.00
(ciento treinta y siete mil ochocientos sesenta y dos pesos M.N.)

V.4.2.2.2. Suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo en losa de fondo.

Se tiene que en losa de fondo, para una partida se tienen que habilitar 8.61 (Ton) y se tiene programado habilitar el acero de refuerzo en tres días lo que significaría habilitar aproximadamente 3 toneladas al día, sin embargo el armado de la losa de fondo está desfasado 1 día después del armado de contratrabes por lo que al terminar el armado de estas últimas las cuadrillas se pueden desplazar a la losa y emplear 5 cuadrillas en otra actividad, por lo tanto el costo por suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo en losa de fondo será de:

Acero Losa F. = 5 cuad x 2 días x \$510.58 = \$5,106 (cinco mil ciento seis pesos M.N.)

En total por las 18 partidas el costo será de:

Acero Losa F. = \$91,908.00
(noventa y un mil novecientos ocho pesos M.N.)

V.4.2.2.3. Suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo en muros perimetrales.

Se tiene que en los muros perimetrales, para una partida se tienen que habilitar en promedio 7.19 (Ton) y se tiene programado habilitar el acero de refuerzo en tres días lo que significaría habilitar aproximadamente 2.4 toneladas al día, por lo tanto se tienen que ocupar 4 cuadrillas, entonces el costo por suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo en muros perimetrales será de:

Acero Muros P. = 4 cuad x 3 días x \$510.58 = \$6,127 (seis mil ciento veintisiete M.N.)

En total por las 18 partidas el costo será de:

Acero Muros P. = \$110,286.00
(ciento diez mil doscientos ochenta y seis pesos M.N.)

V.4.2.2.4. Suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo en Columnas y Muros Interiores.

Se tiene que en columnas y muros interiores, para una partida se tienen que habilitar en promedio 6.31 (Ton) y se tiene programado habilitar el acero de refuerzo en tres días lo que significaría habilitar aproximadamente 2.1 toneladas al día, por lo tanto se tienen que ocupar 4 cuadrillas, entonces el costo por suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo en columnas y muros interiores será de:

Acero Cols. y M. Int. = 4 cuad x 3 días x \$510.58 = \$6,127 (seis mil ciento veintisiete M.N.)

En total por las 18 partidas el costo será de:

Acero Cols. y M. Int. = \$110,286.00
(ciento diez mil doscientos ochenta y seis pesos M.N.)

V.4.2.2.5. Suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo en Trabes.

Se tiene que en trabes, para una partida se tienen que habilitar 12.36 (Ton) y se tiene programado habilitar el acero de refuerzo en tres días lo que significaría habilitar aproximadamente 4.13 toneladas al día, por lo tanto se tienen que ocupar 7 cuadrillas, por lo tanto el costo por suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo en trabes será de:

Acero Trabes = 7 cuad x 3 días x \$510.58 = \$10,722 (diez mil setecientos veintidós pesos M.N.)

En total por las 18 partidas el costo será de:

Acero Trabes = \$192,999.00
(ciento noventa y dos mil novecientos noventa y nueve pesos M.N.)

V.4.2.2.6. Suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo en Losa Tapa.

Se tiene que en losa tapa, para una partida se tienen que habilitar 9.43 (Ton) y se tiene programado habilitar el acero de refuerzo en tres días lo que significaría habilitar aproximadamente 3.15 toneladas al día, sin embargo el armado de la losa de fondo está desfasado 1 día después del armado de trabes por lo que al terminar el armado de estas últimas las cuadrillas se pueden desplazar a la losa y emplear 6 cuadrillas en otra actividad, por lo tanto el costo por suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo en losa tapa será de:

Acero Losa Tapa = 6 cuad x 2 días x \$510.58 = \$6,127 (seis mil ciento veintisiete M.N.)

En total por las 18 partidas el costo será de:

Acero Cols. y M. Int. = \$110,286.00
(ciento diez mil doscientos ochenta y seis pesos M.N.)

V.4.2.2.6. Costo total por suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo.

El costo total aproximado por el suministro, habilitado y armado del acero de refuerzo para el cajón de cimentación será de:

Costo M.O. Acero = \$753,627.00
(setecientos cincuenta y tres mil seiscientos veintisiete pesos M.N.)

V.4.2.3. Habilitado de cimbra.

Tenemos que para el habilitado de cimbra se ocupa como unidad básica de mano de obra una cuadrilla compuesta por 1 carpintero mas 1 ayudante carpintero que tienen un costo por jornada de

costo 1 cuad. = \$510.58 / Jor (quinientos diez pesos con cincuenta y ocho centavos M.N.)

V.4.2.3.1. Habilitado de cimbra en contratrabes.

La cuantía de cimbra en contratrabes es de 278.12 m² que está programada para llevarse a cabo en 2 días, por lo que en un día se tendrían que cimbrar 139 m². Si se sabe que se puede tener un rendimiento de 17 m² / Jor de una cuadrilla entonces se tendrían que ocupar 8 cuadrillas para cimbrar las contratrabes a un costo de:

Costo Cimbra CT's = 8 cuad x 2 días x \$510.58 / Jor = \$8,169.00
(ocho mil ciento sesenta y nueve pesos M.N.)

En total por las 18 partidas el costo será de:

Costo Cimbra CT's = \$147,047.00
(ciento cuarenta y siete mil cuarenta y siete pesos M.N.)

V.4.2.3.2. Habilitado de cimbra en muros perimetrales.

La cantidad de cimbra en los muros perimetrales es de 245.44 m² que está programada para llevarse a cabo en 3 días, por lo que en un día se tendrían que cimbrar 82 m². Si se sabe que se puede tener un rendimiento de 17 m² / Jor de una cuadrilla entonces se tendrían que ocupar 5 cuadrillas para cimbrar los muros perimetrales a un costo de:

Costo Cimbra Muros P. = 5 cuad x 3 días x \$510.58 / Jor = \$7,658.00
(siete mil seiscientos cincuenta y ocho pesos M.N.)

En total por las 18 partidas el costo será de:

Costo Cimbra Muros P. = \$137,856.00

(ciento treinta y siete mil ochocientos cincuenta y seis pesos M.N.)

V.4.2.3.3. Habilitado de cimbra en columnas y muros interiores.

La cantidad de cimbra en columnas y muros interiores es de 657.574 m² que está programada para llevarse a cabo en 3 días, por lo que en un día se tendrían que cimbrar 219 m². Si se sabe que se puede tener un rendimiento de 17 m² / Jor de una cuadrilla entonces se tendrían que ocupar 12 cuadrillas para cimbrar las columnas y los muros interiores a un costo de:

Costo Cimbra Cols. y M Int. = 12 cuad x 3 días x \$510.58 / Jor = \$18,380.00

(dieciocho mil trescientos ochenta pesos M.N.)

En total por las 18 partidas el costo será de:

Costo Cimbra Cols. y M Int. = \$330,856.00

(trescientos treinta mil ochocientos cincuenta y seis pesos M.N.)

V.4.2.3.4. Habilitado de cimbra en trabes.

La cantidad de cimbra en trabes es de 422.8 m² que está programada para llevarse a cabo en 3 días, por lo que en un día se tendrían que cimbrar 141 m². Si se sabe que se puede tener un rendimiento de 17 m² / Jor de una cuadrilla entonces se tendrían que ocupar 8 cuadrillas para cimbrar trabes a un costo de:

Costo Cimbra Trabes = 8 cuad x 3 días x \$510.58 / Jor = \$12,254.00

(doce mil doscientos cincuenta y cuatro pesos M.N.)

En total por las 18 partidas el costo será de:

Costo Cimbra Trabes = \$220,570.00

(doscientos veinte mil quinientos setenta pesos M.N.)

V.4.2.3.5. Habilitado de cimbra en losa tapa.

La cantidad de cimbra en losa tapa es de 774 m² que está programada para llevarse a cabo en 3 días, por lo que en un día se tendrían que cimbrar 258 m². Si se sabe que se puede tener un rendimiento de 17 m² / Jor de una cuadrilla entonces se tendrían que ocupar 15 cuadrillas para cimbrar las columnas y los muros interiores a un costo de:

Costo Cimbra Trabes = 15 cuad x 3 días x \$510.58 / Jor = \$22,976.00

(veintidós mil novecientos setenta y seis pesos M.N.)

En total por las 18 partidas el costo será de:

Costo Cimbra Trabes = \$413,569.00

(cuatrocientos trece mil quinientos sesenta y nueve pesos M.N.)

V.4.2.3.6. Costo total por habilitado de cimbra en losa tapa.

El costo total de la mano de obra por el habilitado de la cimbra para el cajón de cimentación es de:

Costo M.O. Cimbra = \$1,249,898.00

(un millón doscientos cuarenta y nueve mil ochocientos noventa y ocho pesos M.N.)

V.4.2.4. Costo total mano de obra.

Costo M.O. = \$2,224,095.00

(dos millones doscientos veinticuatro mil noventa y cinco pesos M.N.)

V.4.3. Costo Directo del Proyecto.

El costo directo del proyecto que está formado por el monto de los materiales y de la mano de obra es de:

Costo Directo C.D. = \$ 20,441,905.00

(veinte millones cuatrocientos cuarenta y un mil novecientos cinco pesos M.N.)

Bibliografía.

SUARES SALAZAR

Costo y tiempo en edificación.

Limusa, 3^ª ed.

México, 2004

CEMEX CONCRETOS

Manual del Constructor.

© Cemex, 2003

México, 2003.

www.cemex.com

Cemex Concretos.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

A lo largo del desarrollo de este trabajo se proporcionaron parámetros estadísticos, reglamentación, datos técnicos, recomendaciones y criterios que estén lo más apegados a la realidad diaria del ejercicio de la Ingeniería Civil.

En el caso del primer capítulo se expusieron datos recientes, análisis específicos y detallados de las políticas federales y los mecanismos financieros recién creados para afrontar las metas y requerimientos que en materia de vivienda la sociedad mexicana demanda el día de hoy. Por lo tanto se aterrizaron todos los aspectos poblacionales y financieros para ilustrar la magnitud de este proyecto de desarrollo habitacional.

Por otra parte, se evaluaron satisfactoriamente los aspectos técnicos de la cimentación, ésta cumplió con la reglamentación vigente y esto permitió establecer una estrategia clave para el procedimiento constructivo, la secuencia de excavación propuesta responde a las necesidades y problemas que afronta la construcción de edificios sobre terrenos arcillosos y es clave para la planeación de todas y cada una de las actividades que componen la construcción de la cimentación y posteriormente la superestructura.

El proyecto en si mismo tiene un grado de dificultad muy peculiar, es conocido el comportamiento que siguen las arcillas lacustres de este Valle de México y los problemas de asentamiento de los que han sido presa innumerables proyectos; aunado a esto, el efecto de los sismos sobre los edificios de esta ciudad es uno de los parámetros a evaluar para todo tipo de estructuras. En respuesta a estos dos factores, en este trabajo se analizó el tipo de materiales y su estructuración para contribuir a compensar los pesos entre el peso del suelo excavado y el peso del proyecto en su conjunto, que es uno de los objetivos originales, así como también brindan una respuesta satisfactoria ante la ocurrencia de los sismos con el diseño respectivo y cumplen con lo solicitado por la reglamentación vigente al año en curso.

Acorde a los objetivos perseguidos se brindó una recopilación de investigaciones sobre materiales como la mampostería y el concreto reforzado, sobre los sistemas estructurales que pueden ser utilizados y un análisis detallado de cada una de las partes integrantes del proyecto tanto en sub como en la superestructura, para adoptar el procedimiento constructivo más adecuado.

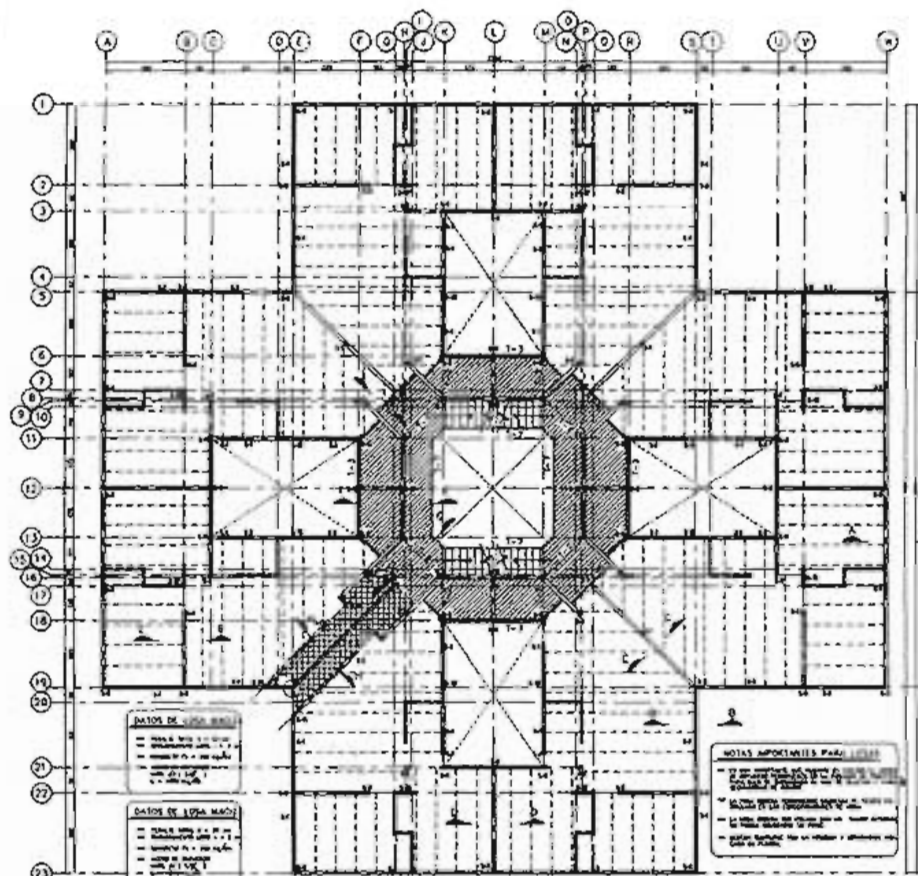
También, una vez realizada la cuantificación de las obras preliminares a los trabajos de excavación y refuerzo en las colindancias, de los materiales a emplear para la construcción del cajón de cimentación como son la cimbra, los volúmenes de concreto y las toneladas de acero de refuerzo, se presentó un catálogo de conceptos que ha sido elaborado también con la idea de mostrar lo delicado y complejo en la vida diaria en la construcción.

Lo anterior permitió proponer el programa de obra para la ejecución de los trabajos, se desglosa esta parte a fin de que el interesado compare la secuencia del procedimiento constructivo esbozado en el cuerpo del trabajo con su respectiva duración en días y los rendimientos tanto de materiales, de mano de obra y la maquinaria expuesta para

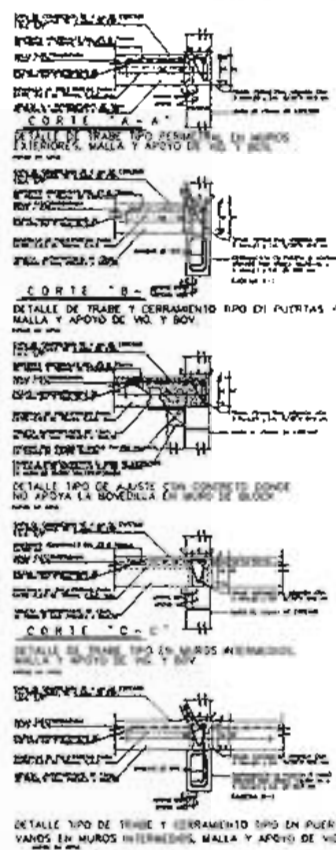
realizar estos trabajos y analizar así las metas que en base a la magnitud de los recursos humanos, materiales y económicos se establecieron en este documento.

De este trabajo se obtuvieron varias conclusiones personales una de ellas es que cumplí con mis expectativas de aprendizaje sobre el tema a nivel profesional, también este trabajo me permitió abrir mi campo de conocimientos hacia una buena parte de la Ingeniería Civil, no solo a nivel de gabinete con la investigación y con la necesidad de complementar los conocimientos adquiridos durante mi estancia en la facultad, sino también con la suerte de conocer gente que me apoyó desde el inicio en la realización de este trabajo alimentando la ambición de presentar un trabajo que pueda servir para alguien más; pero en otro orden de ideas, este trabajo también me ha enseñado a llevar cierta disciplina para ir elaborando y delimitando cada parte, disciplina para ir avanzando a veces mas y a veces menos pero ser de alguna forma constante y además de que este trabajo me permitió retomar un orden que es con el que concluyo.

ANEXO I



ESTRUCTURAL PLANTA PRIMER NIVEL



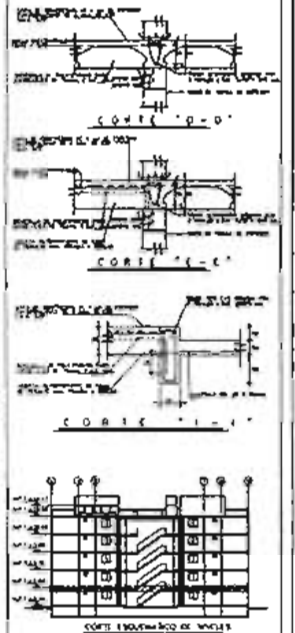
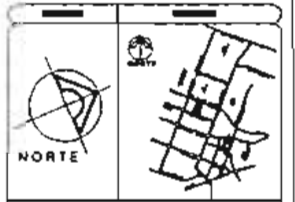
NOTAS GENERALES

1. Sección de estructura de concreto armado.
2. Sección de estructura de acero.
3. Sección de estructura de mampostería.
4. Sección de estructura de madera.
5. Sección de estructura de aluminio.
6. Sección de estructura de vidrio.
7. Sección de estructura de otros materiales.

DETALLES DE ANCLAJES

Tabla de anclajes (mm)

Clase de acero	Diámetro (mm)	Longitud (mm)	Área (cm²)
E-60	10	100	78.5
	12	120	113.1
E-70	10	100	78.5
	12	120	113.1



DATOS DE MALLA DE VIG

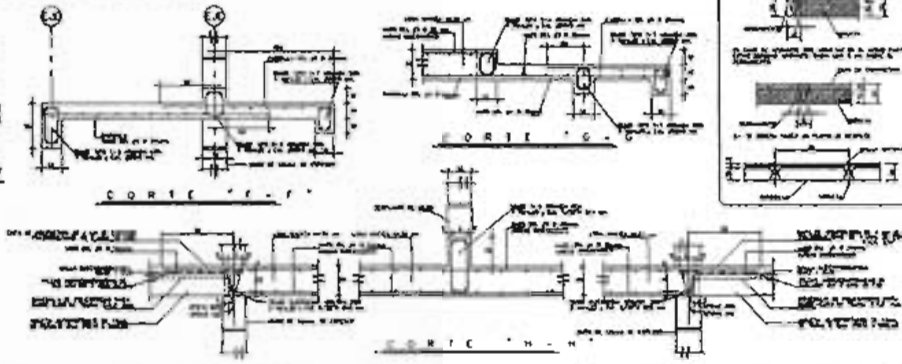
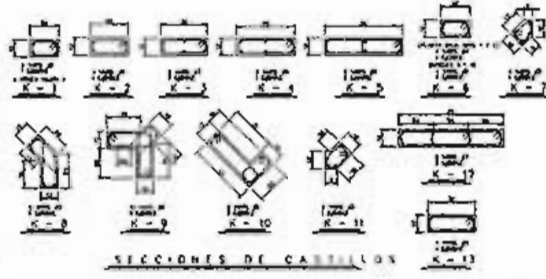
1. Malla de vig de concreto	2. Malla de vig de acero
3. Malla de vig de aluminio	4. Malla de vig de otros materiales

NOTAS APOYADAS PARA LEGENDAS

1. Sección de estructura de concreto armado.
2. Sección de estructura de acero.
3. Sección de estructura de mampostería.
4. Sección de estructura de madera.
5. Sección de estructura de aluminio.
6. Sección de estructura de vidrio.
7. Sección de estructura de otros materiales.

SIMBOLOGIA

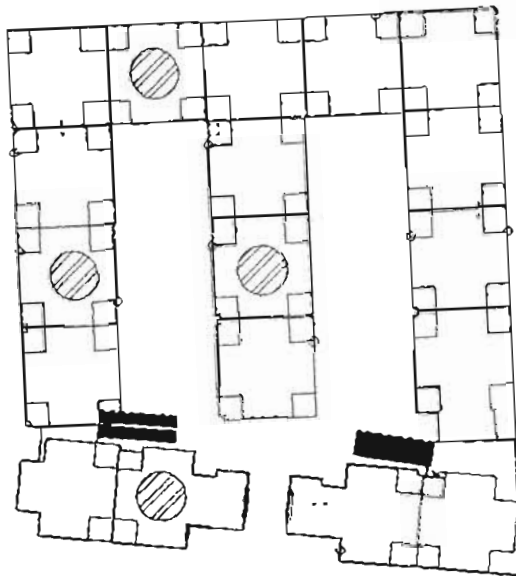
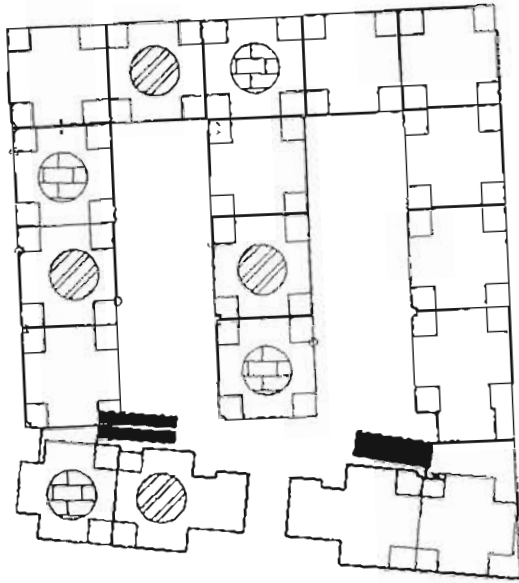
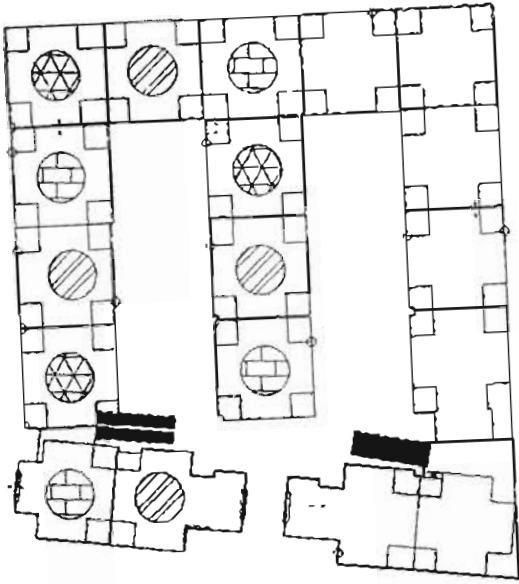
—	Sección de estructura de concreto armado
—	Sección de estructura de acero
—	Sección de estructura de mampostería
—	Sección de estructura de madera
—	Sección de estructura de aluminio
—	Sección de estructura de vidrio
—	Sección de estructura de otros materiales



LEGENDA

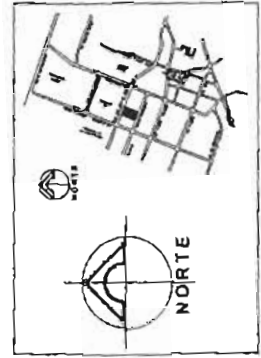
1. Sección de estructura de concreto armado	2. Sección de estructura de acero
3. Sección de estructura de mampostería	4. Sección de estructura de madera
5. Sección de estructura de aluminio	6. Sección de estructura de vidrio
7. Sección de estructura de otros materiales	


ANEXO II

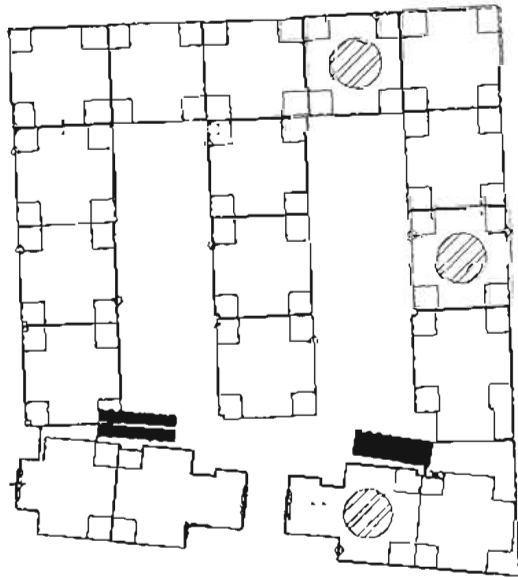
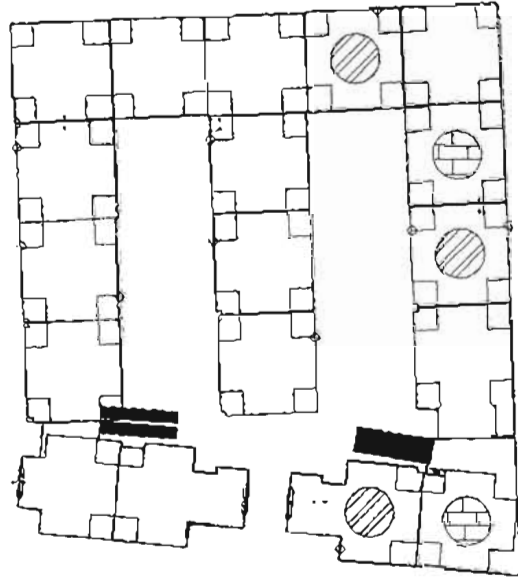
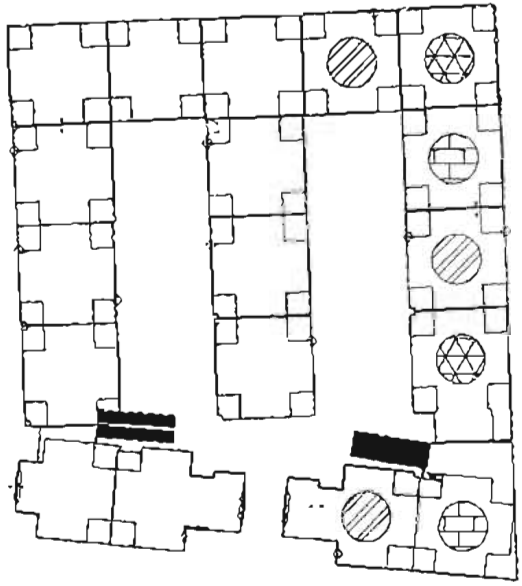


Primer Etapa de Excavación.

1 2 3

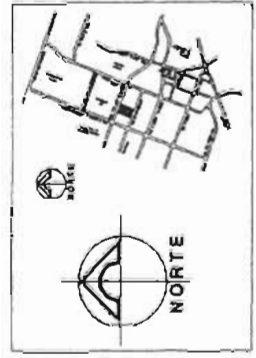



UNAM  UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y ENSEÑANZA EN ARQUITECTURA Y URBANISMO	PROYECTO: RECONSTRUCCIÓN DEL MONUMENTO A LA REVOLUCIÓN EN LA AV. CALZADA DE SAN JOSÉ, SECCION DE INVESTIGACIONES Y ENSEÑANZA EN ARQUITECTURA Y URBANISMO	ESCALA: 1:100	FECHA: 1968
	AUTOR: R. MORALES S. L. L. L.	INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y ENSEÑANZA EN ARQUITECTURA Y URBANISMO	ESCALA: ESC - 01

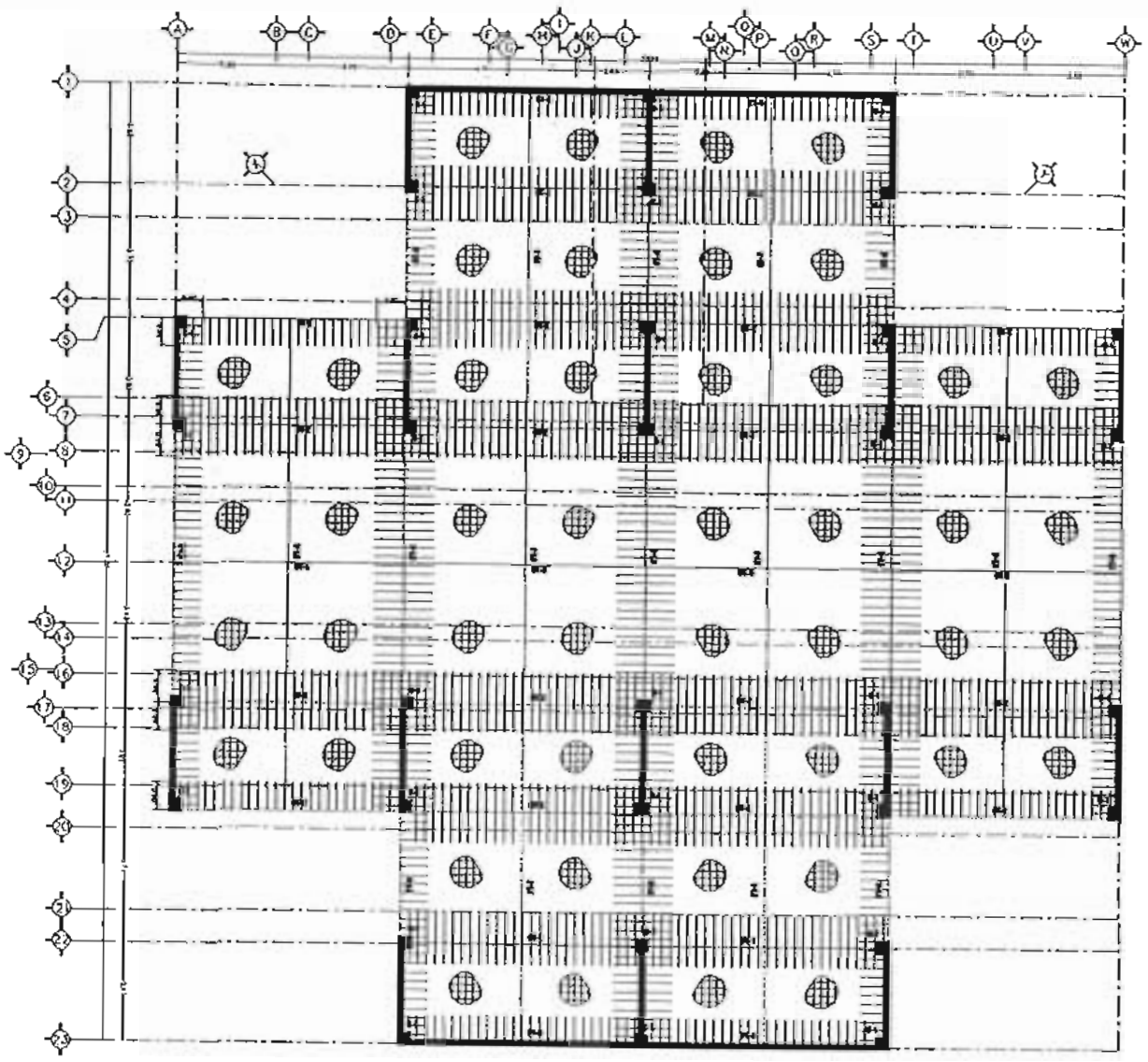


Segunda Etapa de Excavación.

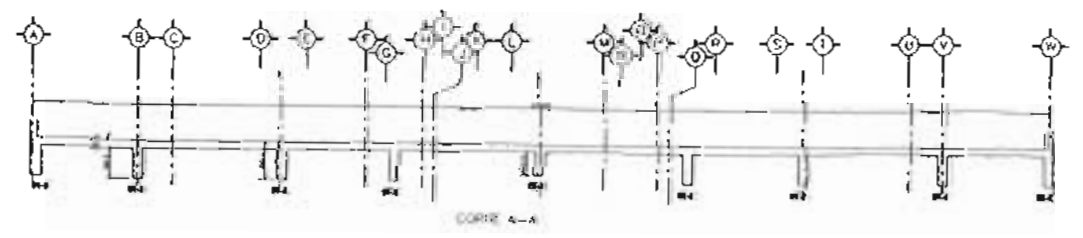
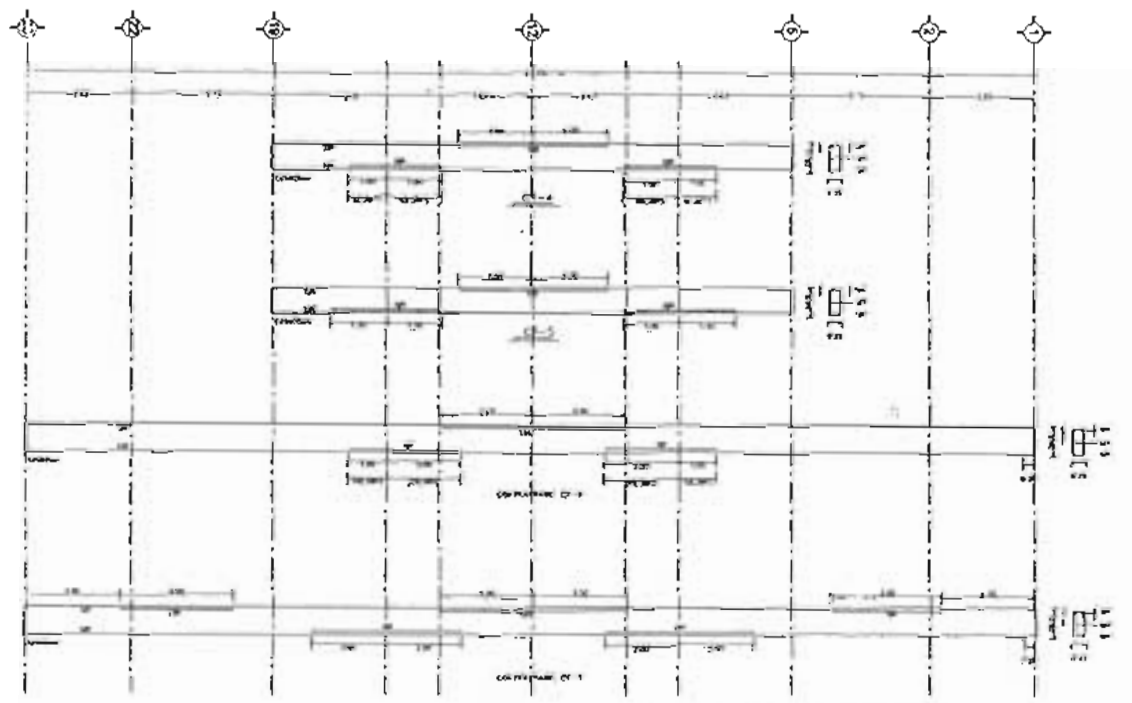
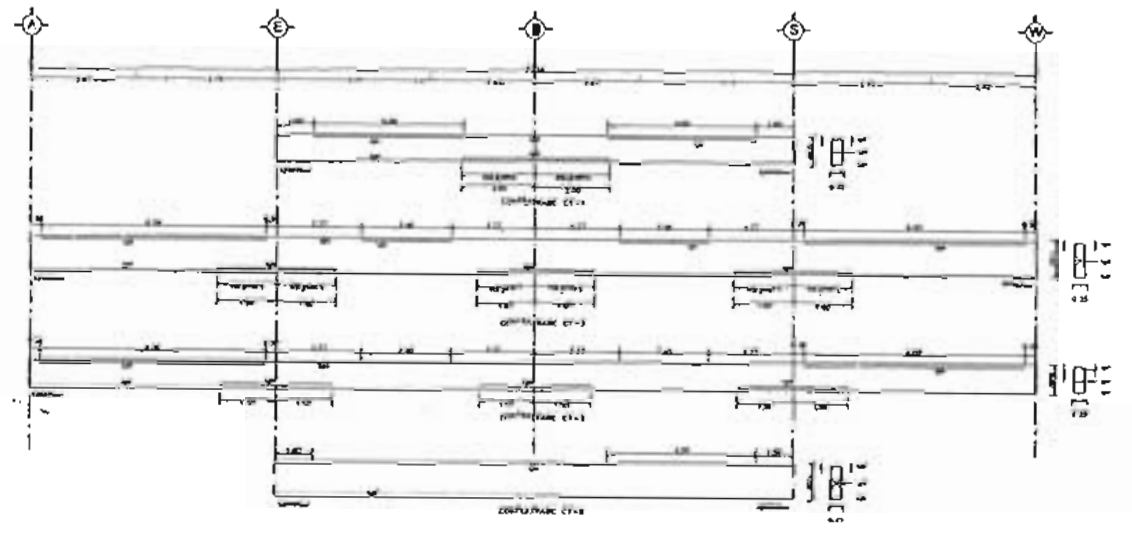
- 1  2  3 



LINAM  INSTITUTO NACIONAL DE INVESTIGACIONES Y RESTAURACIONES ARQUEOLÓGICAS	PROYECTO: PLAZA MERCEDES LINALES PROYECTO DE: ARQUEOLOGÍA INSTITUCIÓN: IANAH COE: IANAH NACIONAL, IANAH LOCAL, IANAH INSTITUCIÓN DE INVESTIGACIÓN:	CANTON: BUC-08 PLANTAS DE REGISTRO:
	FECHA: 1988 HOJA: 10 ESCALA: 1:500	AUTOR:



PLANTA DE CONTRATABES
 ESPESOR DE LOSA FONDO H=20



NOTAS GENERALES

1. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
2. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
3. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
4. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
5. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
6. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
7. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
8. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
9. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
10. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
11. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
12. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
13. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
14. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
15. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
16. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
17. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
18. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
19. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.
20. Las dimensiones dadas en el plano son las verdaderas.

DETALLE DE BARRAS

LEGENDA

UNAM

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y ENSEÑANZA EN INGENIERÍA

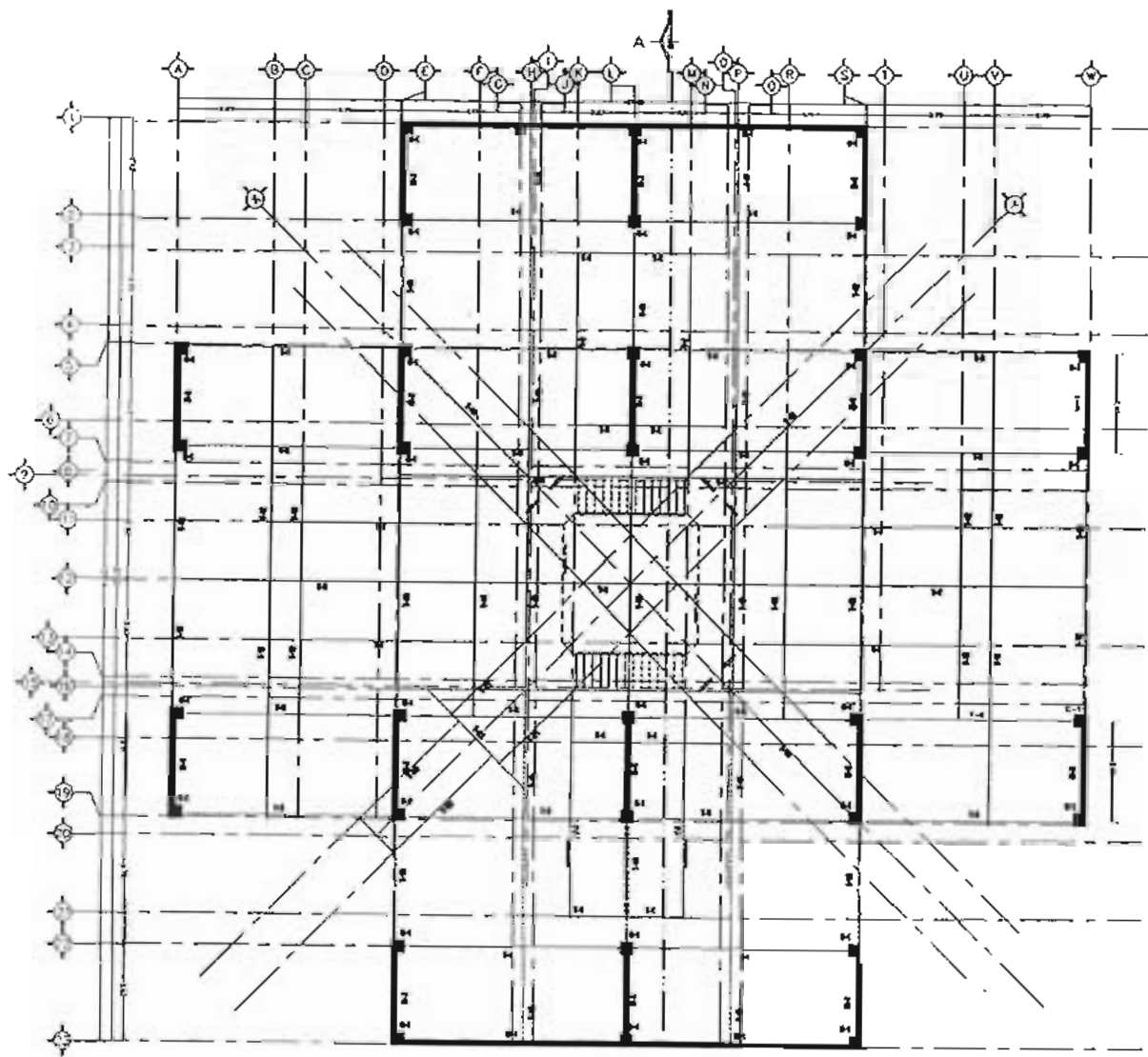
PLANTA DE CONTRATABES

UNAM

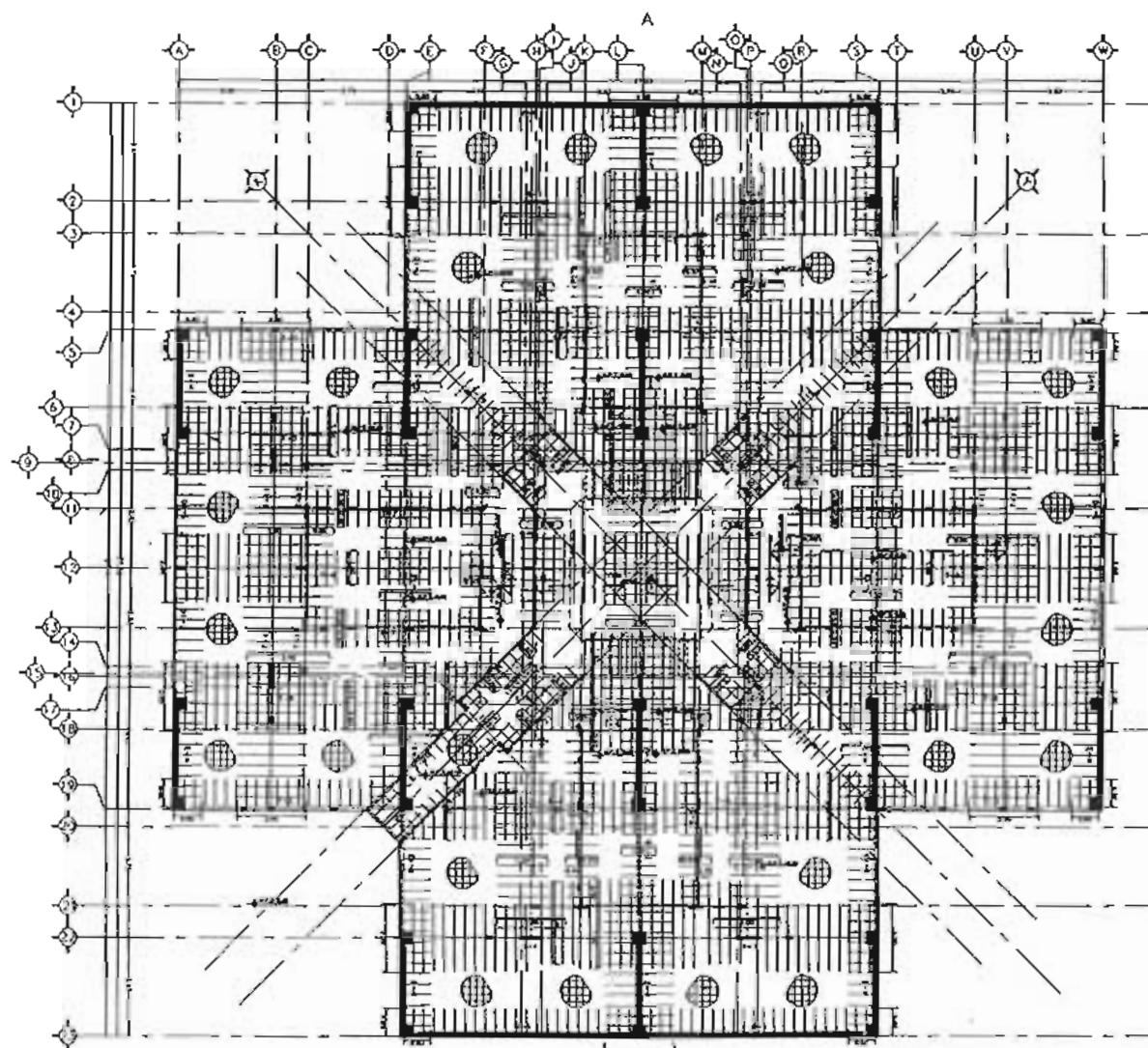
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y ENSEÑANZA EN INGENIERÍA

PLANTA DE CONTRATABES

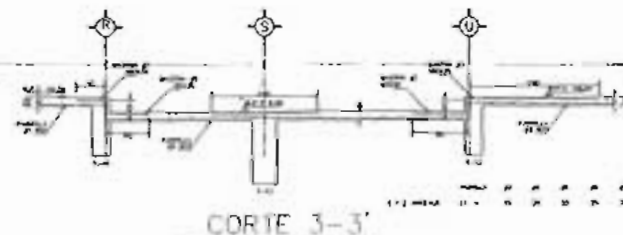
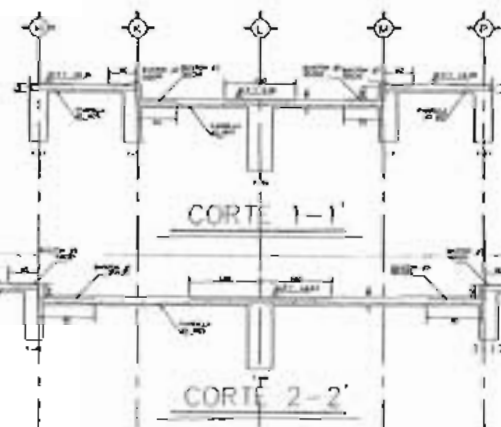
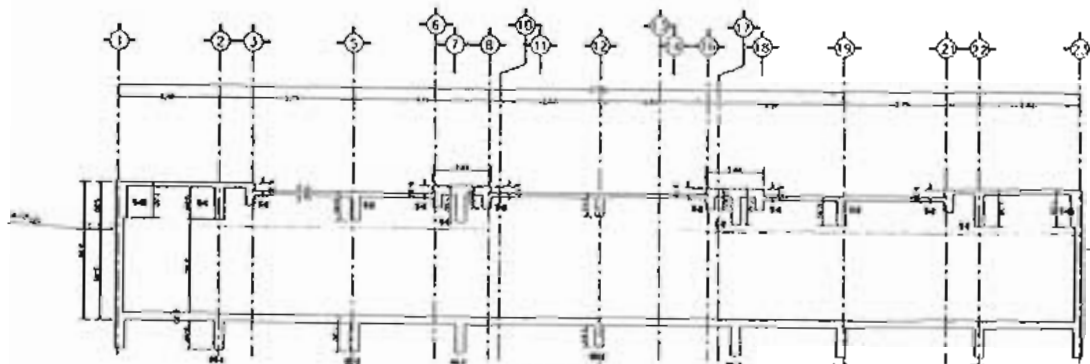


PLANTA DE TRAMES



PLANTA DE LOSA TAPA

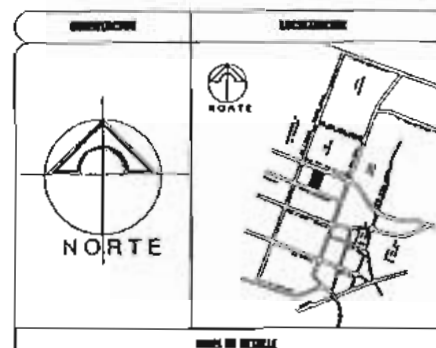
SIMBOLOGIA		
(Symbol: Dashed line)	-----	LÍNEA DE TRAMES
(Symbol: Solid line)	—————	LÍNEA DE COLUMNAS
(Symbol: Circle with dots)	●●●●●	REINFORZO DE LOSA DE ESPESOR UNIFORME
(Symbol: Circle with horizontal line)	○———○	REINFORZO DE LOSA CON CANTOS
(Symbol: Circle with vertical line)	○———○	REINFORZO DE LOSA CON CANTOS
(Symbol: Circle with diagonal line)	○———○	REINFORZO DE LOSA CON CANTOS



CORTE 1-1

CORTE 2-2

CORTE 3-3



PLAN DE SITIO

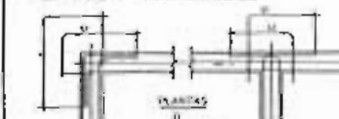
NOTAS GENERALES

1. REFERENCIAS DE CONSULTA: PLAN DE SITIO.
2. PARA INFORMACION GENERAL Y DETALLES, CONSULTAR EL PLAN DE TRAMES Y EL PLAN DE LOSA TAPA.
3. EN EL MOMENTO DE LA CONSTRUCCION SE DEBE TENER EN CUENTA LA EXISTENCIA DE LA CONSTRUCCION DE LA CALLE Y LA CALLE DE LA CALLE.
4. EN EL MOMENTO DE LA CONSTRUCCION SE DEBE TENER EN CUENTA LA EXISTENCIA DE LA CALLE Y LA CALLE DE LA CALLE.

- MATERIALES
- ACERO:
 - REINFORZO: ACERO CALIENTE EMBUDOADO EN FRIO, CALIBRE 40, CANTIDAD 100%.
 - REINFORZO DE LOSA: ACERO CALIENTE EMBUDOADO EN FRIO, CALIBRE 40, CANTIDAD 100%.
 - REINFORZO DE CANTOS: ACERO CALIENTE EMBUDOADO EN FRIO, CALIBRE 40, CANTIDAD 100%.
 - CONCRETO:
 - CONCRETO ESTRUCTURAL: MÓDULO DE ELASTICIDAD EN COMPRESION $E_c = 1.8 \times 10^4$ Kg/cm².
 - CONCRETO DE CANTOS: MÓDULO DE ELASTICIDAD EN COMPRESION $E_c = 1.8 \times 10^4$ Kg/cm².
 - CONCRETO PARA REFINISADO DE SUPERFICIES: MÓDULO DE ELASTICIDAD EN COMPRESION $E_c = 1.8 \times 10^4$ Kg/cm².

- ACEROS DE REINFORZO
- ACEROS DE REINFORZO: ACERO CALIENTE EMBUDOADO EN FRIO, CALIBRE 40, CANTIDAD 100%.
 - ACEROS DE REINFORZO: ACERO CALIENTE EMBUDOADO EN FRIO, CALIBRE 40, CANTIDAD 100%.
 - ACEROS DE REINFORZO: ACERO CALIENTE EMBUDOADO EN FRIO, CALIBRE 40, CANTIDAD 100%.

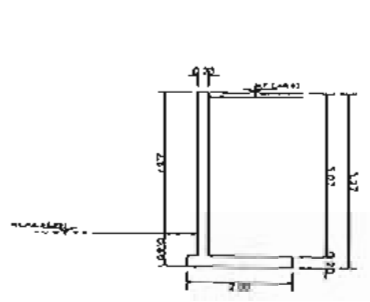
- REINFORZO PARA REFINISADO DE SUPERFICIES
- REINFORZO PARA REFINISADO DE SUPERFICIES: ACERO CALIENTE EMBUDOADO EN FRIO, CALIBRE 40, CANTIDAD 100%.
 - REINFORZO PARA REFINISADO DE SUPERFICIES: ACERO CALIENTE EMBUDOADO EN FRIO, CALIBRE 40, CANTIDAD 100%.
 - REINFORZO PARA REFINISADO DE SUPERFICIES: ACERO CALIENTE EMBUDOADO EN FRIO, CALIBRE 40, CANTIDAD 100%.



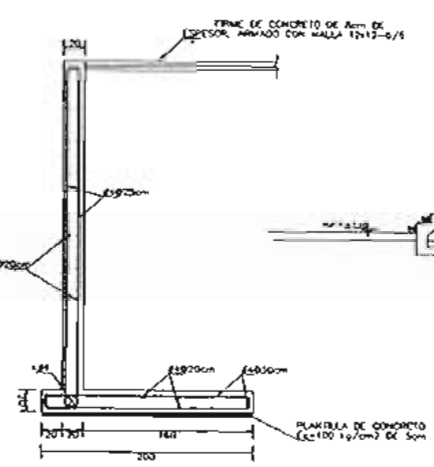
DETALLES DE ANCLAJE

TABLA DE VARILLAS (11 x 11)	
11 x 11 VARILLAS	11 x 11 VARILLAS
11 x 11 VARILLAS	11 x 11 VARILLAS
11 x 11 VARILLAS	11 x 11 VARILLAS

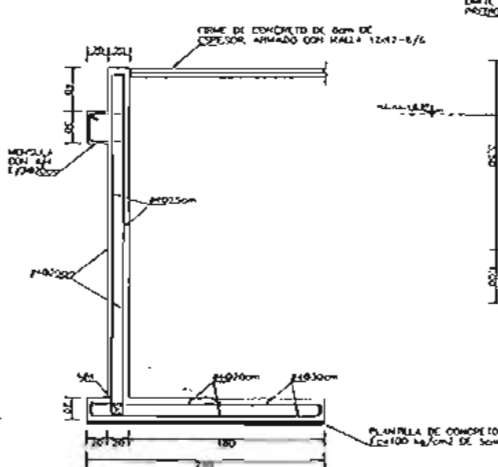
UNAM UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	PROYECTO: REINFORZO DE LOSA TAPA	CARACTERÍSTICAS: ESTRUCTURAL
FECHA: 15/01/2024	PROYECTANTE: ESTRUCTURALES	REVISOR: ESTRUCTURALES
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA Y CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION UNAM - INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA Y CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION		ESCALA: 1/50



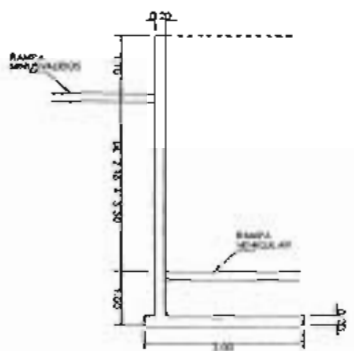
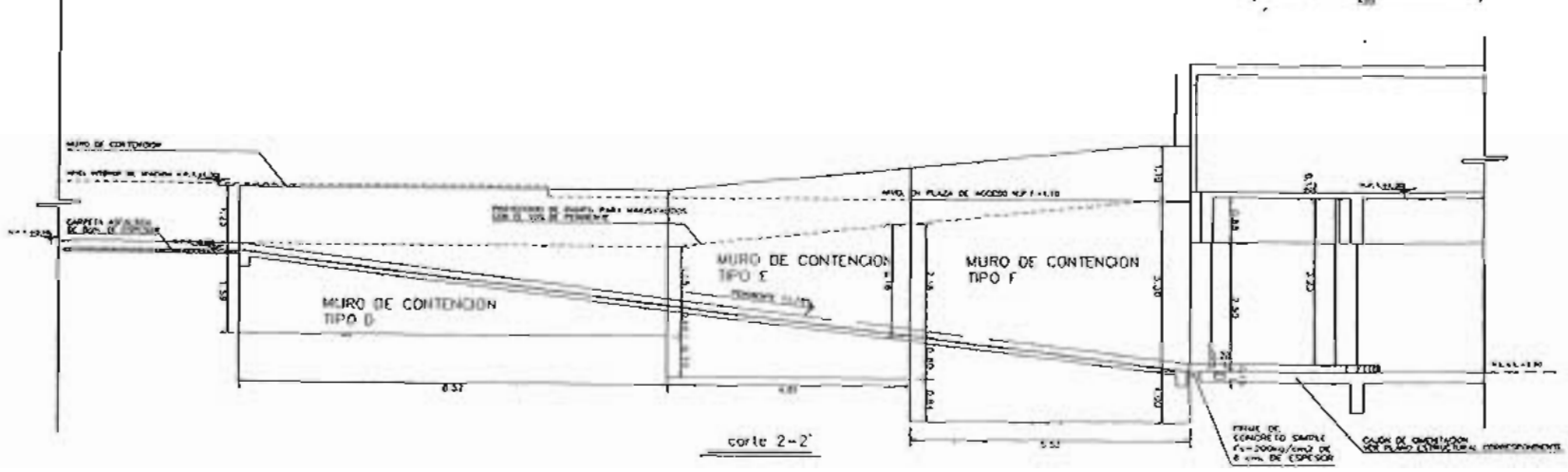
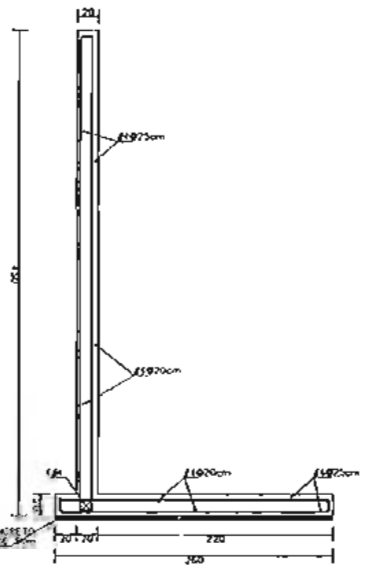
MURO DE CONTENCIÓN EN COLINDANCIA CON ESTACIONAMIENTO TIPO A



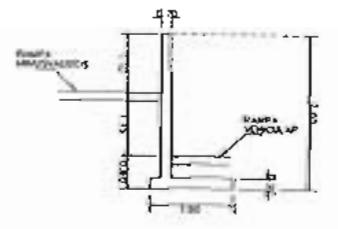
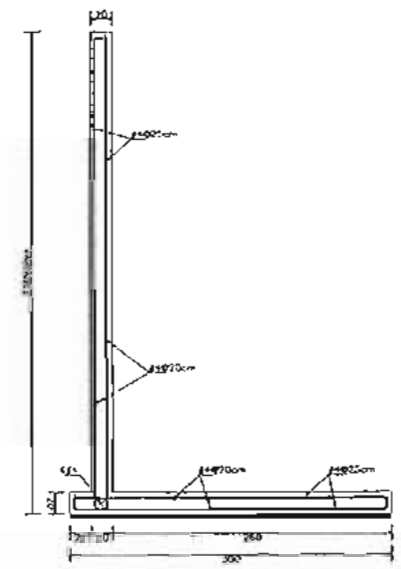
MURO DE CONTENCIÓN EN COLINDANCIA CON ESTACIONAMIENTO TIPO B



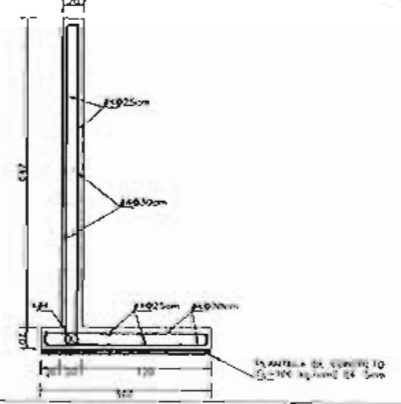
MURO DE CONTENCIÓN EN COLINDANCIA TIPO C



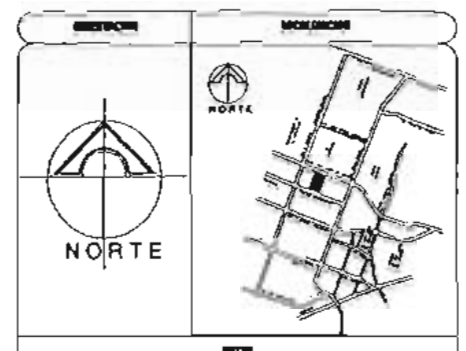
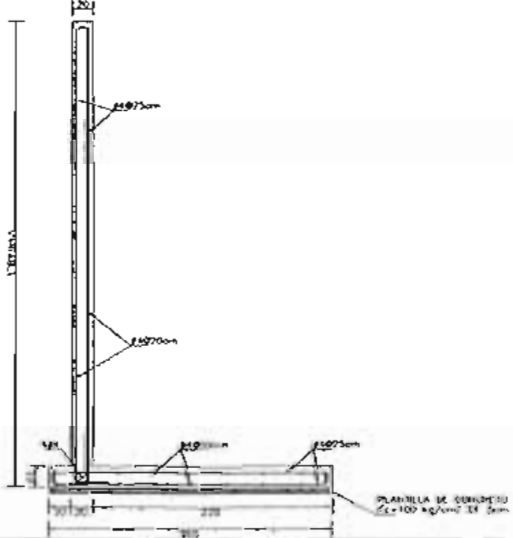
MURO DE CONTENCIÓN EN RAMPA VEHICULAR TIPO E



MURO DE CONTENCIÓN EN RAMPA VEHICULAR TIPO D



MURO DE CONTENCIÓN EN RAMPA VEHICULAR TIPO E



NOTAS GENERALES

1. Dimensiones en centímetros, salvo especificación en contrario.
2. Los muros de contención se construirán con concreto armado de 8 cm de espesor, armado con malla 12x12-8/1.
3. En el caso de muros de contención en colindancia con estacionamiento, se deberá considerar la posibilidad de que los vehículos se estacionen en el espacio de contención de la estructura.
4. MATERIALES
 - 4.1. Concreto:
 - 4.1.1. Concreto: Clase C-100.
 - 4.1.2. Mortero: Clase M-10.
 - 4.2. Acero:
 - 4.2.1. Malla: Malla 12x12-8/1.
 - 4.2.2. Varilla: Varilla 1/2" (12.7 mm).
5. APROXIMACIONES:
 - 5.1. Para el cálculo de los volúmenes de concreto, se utilizarán las dimensiones nominales.
 - 5.2. Para el cálculo de los volúmenes de acero, se utilizarán las dimensiones nominales.
6. APROXIMACIONES PARA EL CÁLCULO DE LOS VOLÚMENES DE CONCRETO Y ACERO:
 - 6.1. Para el cálculo de los volúmenes de concreto, se utilizarán las dimensiones nominales.
 - 6.2. Para el cálculo de los volúmenes de acero, se utilizarán las dimensiones nominales.
7. GENERALIDADES PARA EL DISEÑO DE LOS MUROS:
 - 7.1. Los muros de contención se diseñarán considerando los efectos de las cargas de los vehículos que se estacionarán en el espacio de contención.
 - 7.2. Los muros de contención se diseñarán considerando los efectos de las cargas de los vehículos que se estacionarán en el espacio de contención.
 - 7.3. Los muros de contención se diseñarán considerando los efectos de las cargas de los vehículos que se estacionarán en el espacio de contención.
 - 7.4. Los muros de contención se diseñarán considerando los efectos de las cargas de los vehículos que se estacionarán en el espacio de contención.
 - 7.5. Los muros de contención se diseñarán considerando los efectos de las cargas de los vehículos que se estacionarán en el espacio de contención.
8. UN MURAL DE CONCRETO ARMADO DE 8 CM DE ESPESOR.

PLANTAS
O
DETALLES DE ANCLAJES

TABLA DE MATERIALES (1) Y (2)

117	M-10	1.2	0.1	0.1	0.1
118	M-10	1.2	0.1	0.1	0.1
119	M-10	1.2	0.1	0.1	0.1

UNAM
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y SERVICIOS TECNOLÓGICOS
BOSQUES DE ARAZÓN

UNIVERSIDAD AV. SAN JUAN DE ARAZÓN S/N
CALLE NACIONAL DEL GUSTAVO A. MADRUGA

CIudad de México, D.F. 06702

TEL: 5623 1111

ES-04

Producción de documentación arquitectónica para la construcción del edificio... (1) y (2)

ANEXO III

OBRA: Cañon de Cimentación, Edificio Tipo A, Conjunto Residencial Aragón

UBICACIÓN: Av. San Juan de Aragón No. 439,

Col. D.M. Nacional, Del. Gustavo A. Madero

NOTA: Es indispensable apoyarse en las Especificaciones Generales y Complementarias de Construcción para conocer el alcance real del concepto. El almacenamiento y el manejo de los distintos materiales así como su acarreo hasta el sitio de su colocación y la limpieza deben incluirse en los análisis de Precios Unitarios.

Hoja No.:

Jun-05

No.	ESPECIFICACIÓN	ENUNCIADO DEL CONCEPTO	U	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO		IMPORTE
					PRECIO CON NÚMERO	PRECIO CON LETRA	
	1.0	ESTRUCTURA					
	1.1	OBRAS PRELIMINARES					
	1.1.1	TAPIALES Y CERCAS					
1	1.1.1. 010.1	CONSTRUCCIÓN DE TAPIAL HORIZONTAL DE 2.44 M DE LARGO X 1.22 M DE ANCHO PARA PROTECCIÓN DE PEATONES POR CAIDA DE MATERIALES. COMPUESTO POR TARMAS DE TRIPLAY DE 1.22 X 2.44 M DE PINO DE 2" DE 18 MM DE ESPESOR Y BARROTES DE MADERA DE PINO DE 2" DE 2" X 3", SOPORTADO SOBRE UNA ESTRUCTURA DE POLINES DE MADERA DE PINO DE 2" DE 3" X 3" A CADA 1.22 M DE SEPARACIÓN EN AMBOS LADOS Y CON UNA ALTURA DE	MP	1145			
		2.40 M; INCLUYE: HABILITADO, SOPORTES VERTICALES Y DIAGONALES, AMARRES, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA, ANDAMIOS, HERRAMIENTA, DESMONTAJE DEL TAPIAL, CARGA Y ACARREOS DEL TAPIAL Y DE MATERIALES SOBREPANTES A TIRO LIBRE FUERA DEL LUGAR DE LOS TRABAJOS Y CONFORME A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.					
		DESYERBES Y DESPALMES					
162	1.1.6. 015.1	DESYERBE DEL TERRENO NATURAL CON HERRAMIENTA MANUAL. INCLUYE: ACARREOS DEL MATERIAL PRODUCTO DEL DESYERBE HASTA EL LUGAR DE CARGA DEL CAMIÓN (INDICADO EN LA VISITA DE OBRA), MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	MP	20110			
	1.1.7	TRAZO Y NIVELACIÓN					
174	1.1.7. 010	TRAZO Y NIVELACIÓN PARA DESPLANTE DE EDIFICIOS CON TRÁNSITO Y NIVEL, MEDIDO A EJES EN PLANTA BAJA. INCLUYE: LIMPIEZA PROPIA PARA EJECUTAR EL CONCEPTO, MOJONERAS Y BANCOS DE NIVEL, MATERIALES DE CONSUMO, MANO DE OBRA, HERRAMIENTA Y EQUIPOS, CONFORME A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	MP	20110			
	1.1.8	EXCAVACIONES					
183	1.1.8. 040.1	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA EN MATERIAL TIPO I, A UNA PROFUNDIDAD DE 0.00 A 2.00 M EN CAJA O CEPAS DE CIMENTACIÓN. DEPOSITANDO EL MATERIAL A PIE DE CEPA, LOS VOLÚMENES DE LAS EXCAVACIONES SERÁN MEDIDOS EN EL VEHÍCULO. INCLUYE: AFINE DE TALUDES Y FONDO DE LA EXCAVACIÓN, ACARREOS DEL MATERIAL SOBREPANTE HASTA EL LUGAR DE CARGA DEL CAMIÓN (INDICADO EN LA VISITA DE OBRA), MAQUINARIA, MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA CONFORME A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	M ³	27842			

No.	ESPECIFICACIÓN	ENUNCIADO DEL CONCEPTO	U	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO		IMPORTE
					PRECIO CON NÚMERO	PRECIO CON LETRA	
184	1.1.B. 040.2	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA EN MATERIAL TIPO I, A UNA PROFUNDIDAD DE 2.01 A 2.40 M EN CAJA O CEPAS DE CIMENTACIÓN, DEPOSITANDO EL MATERIAL A PIE DE CEPA, LOS VOLÚMENES DE LAS EXCAVACIONES SERÁN MEDIDOS EN EL VEHÍCULO. INCLUYE: ADEMÉS, AFINE DE TALUDES Y FONDO DE LA EXCAVACIÓN, ACARREOS DEL MATERIAL SOBRENTE HASTA EL LUGAR DE CARGA DEL CAMIÓN (INDICADO EN LA VISITA DE OBRA), MAQUINARIA, MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA, CONFORME A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	M ³	9438			
	1.1.9	ACARREOS					
184	1.1.9. 010.1	ACARREO EN CAMIÓN Y CARGA CON MAQUINARIA, A TIRO LIBRE AUTORIZADO FUERA DEL LUGAR DE LOS TRABAJOS, DE MATERIALES SOBORNTE, TIPO I O II, PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN Y DESDESVERBES. LOS VOLÚMENES SERÁN MEDIDOS EN EL VEHÍCULO DE TRANSPORTE. INCLUYE: MANO DE OBRA, HERRAMIENTA, CAMIONES Y MAQUINARIA, CONFORME A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	M ³	37280			
	1.1.11	PLANTILLAS					
207	1.1.11. 010	PLANTILLA DE CONCRETO DE 5 CM DE ESPESOR DE f _c =100 KG/CM ² , RESISTENCIA NORMAL, T.M.A. DE 3/4", HECHO EN OBRA CON REVOLVEDORA. INCLUYE: ACARREOS DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLOCACIÓN, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA, HERRAMIENTA Y EQUIPO, CONFORME A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	MP	13921			
	1.2	CIMENTACIÓN					
	1.2.1	ACERO DE REFUERZO EN CIMENTACIÓN					
209	1.2.1. 010.1	SUMINISTRO, HABILITADO, ARMADO Y COLOCACIÓN DE VARILLA CORRUGADA DE F _y = 4,200 KG/CM ² EN CAJÓN DE CIMENTACIÓN DE LOS DIÁMETROS INDICADOS. INCLUYE: ACARREOS DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLOCACIÓN, GANCHOS, TRASLAPES, SILLETAS, ALAMBRE RECOCIDO DEL NO. 18, PRUEBAS DE LABORATORIO, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA. CONFORME A PROYECTO Y A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN.					
		DE CONSTRUCCIÓN: 1.2.1. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.					
		a) DE 3/8"	KG	32057			
		b) DE 1/2"	KG	17851			
		c) DE 5/8"	KG	3187			
		d) DE 3/4"	KG	50341			
		e) DE 1"	KG	119944			

No.	ESPECIFICACIÓN	ENUNCIADO DEL CONCEPTO	U	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO		IMPORTE
					PRECIO CON NÚMERO	PRECIO CON LETRA	
	1.2.3	CIMBRA EN CIMENTACIÓN					
218	1.2.3. 030.1	CIMBRA ACABADO COMUN EN CONTRATRABES. INCLUYE: ACARREOS DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLOCACIÓN, SOPORTES Y REFUERZOS LATERALES, SEPARADORES, YUGOS, AMARRES, DESMOLDANTE, DESCIMBRADO, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA. CONFORME A PROYECTO Y A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	MP	5007			
221	1.2.3. 040.1	CIMBRA ACABADO COMÚN EN DADOS. INCLUYE: ACARREOS DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLOCACIÓN, SOPORTES Y REFUERZOS LATERALES, YUGOS, AMARRES, DESMOLDANTE, DESCIMBRADO, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA, ANDAMIOS Y HERRAMIENTA. CONFORME A PROYECTO Y A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	MP	830			
283	1.3.2. 030.2	CIMBRA DE CONTACTO ACABADO APARENTE LISO EN COLUMNAS INTERIORES AL CAJON DE CIMENTACIÓN A BASE DE TARIMAS DE TRIPLAY DE MADERA DE PINO DE 1A DE 18 MM DE ESPESOR. INCLUYE: ARRASTRES, SOPORTES Y REFUERZOS VERTICALES Y LATERALES, CONTRAVENTEOS, CHAFLAN DE 1" DE PINO DE 1A. EN ARISTAS, DESMOLDANTE, DESCIMBRADO, ACARREOS Y ELEVACIONES DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLOCACIÓN, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA, ANDAMIOS Y HERRAMIENTA. CONFORME A PROYECTO Y A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	MP	3300			
270	1.3.2. 040	CIMBRA DE CONTACTO ACABADO APARENTE LISO EN MUROS PERIMETRALES DEL CAJON DE CIMENTACIÓN A BASE DE TARIMAS DE TRIPLAY DE MADERA DE PINO DE 1A DE 18 MM DE ESPESOR. INCLUYE: ARRASTRES, SOPORTES Y REFUERZOS VERTICALES Y LATERALES, SEPARADORES GALVANIZADOS (MOÑOS). CHAFLANES DE 1" DE PINO DE 1A. EN ENTRECALLE Y ARISTAS, CONTRAVENTEOS, DESMOLDANTE, DESCIMBRADO, ACARREOS Y ELEVACIONES DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLOCACIÓN, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA, ANDAMIOS Y HERRAMIENTA. CONFORME A PROYECTO Y A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	MP	8838			

OBRA: Cajón de Cimentación, Edificio Tipo A, Conjunto Residencial Aragón

UBICACIÓN: Av. San Juan de Aragón No. 439,

Col. D.M. Nacional, Del. Gustavo A. Madero.

NOTA: Es indispensable apoyarse en las Especificaciones Generales y Complementarias de Construcción para conocer el alcance real del concepto. El almacenamiento y el manejo de los distintos materiales así como su acarreo hasta el sitio de su colocación y la limpieza deben incluirse en los análisis de Precios Unitarios.

Hoja No.:

Jun-05

No.	ESPECIFICACIÓN	ENUNCIADO DEL CONCEPTO	U	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO		IMPORTE
					PRECIO CON NÚMERO	PRECIO CON LETRA	
270	1.3.2. 040	CIMBRA DE CONTACTO ACABADO APARENTE LISO EN MUROS INTERIORES DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN A BASE DE TARIMAS DE TRIPLAY DE MADERA DE PINO DE 1A DE 18 MM DE ESPESOR. INCLUYE: ARRASTRES, SOPORTES Y REFUERZOS VERTICALES Y LATERALES, SEPARADORES GALVANIZADOS (MOÑOS), CHAFLANES DE 1" DE PINO DE 1A. EN ENTRECALLE Y ARISTAS, CONTRAVENTEOS, DESMOLDANTE, DESCIMBRADO, ACARREOS Y ELEVACIONES DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLOCACIÓN, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA, ANDAMIOS Y HERRAMIENTA. CONFORME A PROYECTO Y A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	M ²	8537			
264	1.3.2. 010.2	CIMBRA DE CONTACTO ACABADO APARENTE LISO EN TRABES DE LOSA TAPA DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN CON TARIMAS DE TRIPLAY DE MADERA DE PINO DE 1A DE 16 MM DE ESPESOR. INCLUYE: PUNTALES, ARRASTRES, CONTRAVENTEOS, SOPORTES Y REFUERZOS VERTICALES Y LATERALES, GOTERO DE CANAL DE ALUMINIO DE 1" X 1/2" X 1/8", CHAFLAN DE 1" DE PINO DE 1A. EN ARISTAS Y ENTRECALLE, DESMOLDANTE, DESCIMBRADO, ACARREOS Y ELEVACIONES DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLOCACIÓN, MATERIALES, MANO DE OBRA, ANDAMIOS Y HERRAMIENTA. CONFORME A PROYECTO Y A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	M ²	7811			
268	1.3.2. 020.2	CIMBRA DE CONTACTO ACABADO APARENTE LISO EN LOSA TAPA DE CAJÓN DE CIMENTACIÓN A BASE DE TARIMAS DE TRIPLAY DE MADERA DE PINO DE 1A DE 18 MM DE ESPESOR. INCLUYE: PUNTALES, ARRASTRES, CONTRAVENTEOS, SOPORTES Y REFUERZOS VERTICALES Y LATERALES, FRONTERAS, DESMOLDANTE, DESCIMBRADO, ACARREOS Y ELEVACIONES DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLOCACIÓN, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA, ANDAMIOS, Y HERRAMIENTA. CONFORME A PROYECTO Y A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	M ²	13932			
	1.2.3	CONCRETO EN CIMENTACIÓN					
233	1.2.3. 030 1	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE CONCRETO AUTOCOMPACTABLE PREMEZCLADO CLASE I DE f _o = 250 KG/CM ² EN CONTRATRABES DE CIMENTACIÓN, RESISTENCIA NORMAL, T.M.A. 3/4", REVENIMIENTO DE 12 CM. INCLUYE: VIBRADO, CURADO, PRUEBAS DE LABORATORIO, ACARREOS DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLADO, MATERIALES, DESPERDICIOS, CANALONES, MANO DE OBRA, HERRAMIENTA Y EQUIPO. CONFORME A PROYECTO. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	M ³	1485			

No.	ESPECIFICACIÓN	ENUNCIADO DEL CONCEPTO	U	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO		IMPORTE
					PRECIO CON NÚMERO	PRECIO CON LETRA	
238	1.2.3. 040.1	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE CONCRETO AUTOCOMPACTABLE PREMEZCLADO CLASE I DE $f_c = 250$ KG/CM ² EN DADOS DE COLUMNAS RESISTENCIA NORMAL, T.M.A. 3/4", REVENIMIENTO DE 12 CM. INCLUYE: VIBRADO, CURADO, PRUEBAS DE LABORATORIO, ACARREOS DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLADO, MATERIALES, DESPERDICIOS, CANALONES, MANO DE OBRA, ANDAMIOS, HERRAMIENTA Y EQUIPO. CONFORME A PROYECTO Y A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	M ³	94			
279	1.3.2. 020.1	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE CONCRETO AUTOCOMPACTABLE PREMEZCLADO CLASE I DE $f_c = 250$ KG/CM ² , EN LOSA DE FONDO DE CAJÓN DE CIMENTACIÓN, RESISTENCIA NORMAL, T.M.A. DE 3/4", REVENIMIENTO DE 12 CM. INCLUYE: APISONADO, CURADO, PRUEBAS DE LABORATORIO, ACARREOS Y ELEVACIONES DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLADO, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA, ANDAMIOS, HERRAMIENTA Y EQUIPO. CONFORME A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. 1.3.2. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA	M ³	2790			
286	1.3.2. 030.2	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE CONCRETO AUTOCOMPACTABLE PREMEZCLADO Y BOMBEADO CLASE I DE $f_c = 250$ KG/CM ² , EN COLUMNAS, RESISTENCIA NORMAL, T.M.A. DE 3/4", REVENIMIENTO DE 12 CM, INCLUYE: VIBRADO, CURADO, PRUEBAS DE LABORATORIO, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA, ANDAMIOS, HERRAMIENTA Y EQUIPO. CONFORME A PROYECTO Y A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	M ³	330			
239	1.2.3. 050.1	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE CONCRETO AUTOCOMPACTABLE PREMEZCLADO CLASE I DE $f_c = 250$ KG/CM ² EN MUROS PERIMETRALES DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN, RESISTENCIA NORMAL, T.M.A. 3/4", REVENIMIENTO DE 12 CM. INCLUYE: IMPERMEABILIZANTE INTEGRAL CON PROPORCIONAMIENTO DE ACUERDO A LAS	M ³	1328			
		ESPECIFICACIONES DEL FABRICANTE, VIBRADO, CURADO, PRUEBAS DE LABORATORIO, ACARREOS DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLADO, MATERIALES, DESPERDICIOS, CANALONES, MANO DE OBRA, ANDAMIOS, HERRAMIENTA Y EQUIPO. CONFORME A PROYECTO Y A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.					
239	1.2.3. 050.1	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE CONCRETO AUTOCOMPACTABLE PREMEZCLADO Y BOMBEADO CLASE I DE $f_c = 250$ KG/CM ² EN MUROS INTERIORES AL CAJÓN DE CIMENTACIÓN, RESISTENCIA NORMAL, T.M.A. 3/4", REVENIMIENTO DE 12 CM. INCLUYE: IMPERMEABILIZANTE INTEGRAL CON PROPORCIONAMIENTO DE ACUERDO A LAS	M ³	854			

OBRA: Cajón de Cimentación, Edificio Tipo A, Conjunto Residencial Aragón
 UBICACIÓN: Av. San Juan de Aragón No. 439,
 Col. D.M. Nacional, Del. Gustavo A. Madero

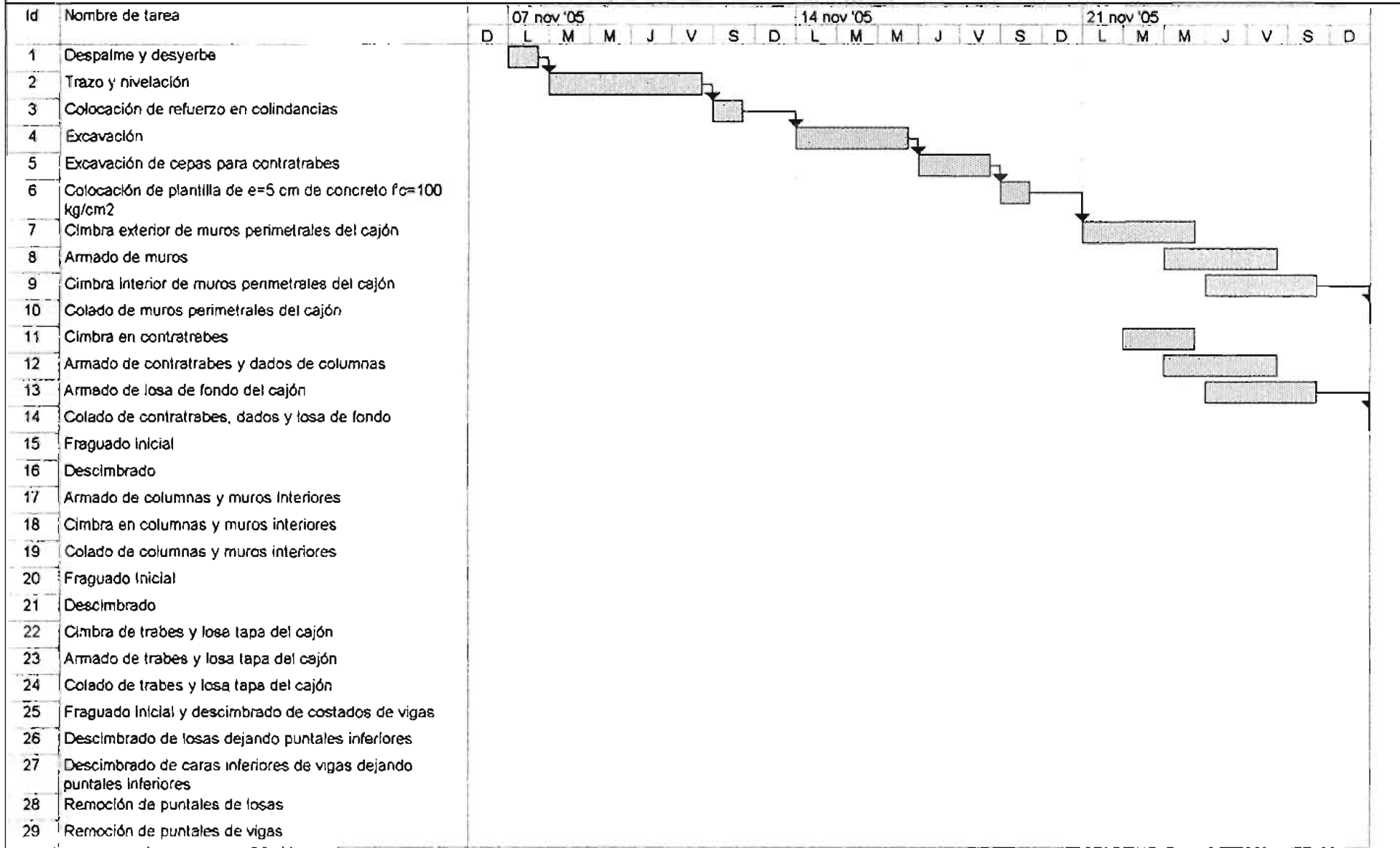
NOTA: Es indispensable apoyarse en las Especificaciones Generales y Complementarias de Construcción para conocer el alcance real del concepto. El almacenamiento y el manejo de los distintos materiales así como su acarreo hasta el sitio de su colocación y la limpieza deben incluirse en los análisis de Precios Unitarios.

Hoja No.:

Jun-05

No.	ESPECIFICACIÓN	ENUNCIADO DEL CONCEPTO	U	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO		IMPORTE
					PRECIO CON NÚMERO	PRECIO CON LETRA	
		ESPECIFICACIONES DEL FABRICANTE, VIBRADO, CURADO, PRUEBAS DE LABORATORIO, ACARREOS DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLADO, MATERIALES, DESPERDICIOS, CANALONES, MANO DE OBRA, ANDAMIOS, HERRAMIENTA Y EQUIPO. CONFORME A PROYECTO Y A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.					
277	1.3.2. 010.2	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE CONCRETO PREMEZCLADO Y BOMBEADO CLASE I DE $f_c = 250 \text{ KG/CM}^2$, EN TRABES, RESISTENCIA NORMAL, T.M.A. DE 3/4", REVENIMIENTO DE 12 CM, INCLUYE: VIBRADO, CURADO, PRUEBAS DE LABORATORIO, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA, ANDAMIOS, HERRAMIENTA Y EQUIPO. CONFORME A PROYECTO Y A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.	M ³	1913			
279	1.3.2. 020.1	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE CONCRETO PREMEZCLADO CLASE I DE $f_c = 250 \text{ KG/CM}^2$, EN LOSA TAPA DE CAJÓN DE CIMENTACIÓN, RESISTENCIA NORMAL, T.M.A. DE 3/4", REVENIMIENTO DE 12 CM, INCLUYE: APISONADO, CURADO, PRUEBAS DE LABORATORIO, ACARREOS Y ELEVACIONES DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLADO, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA, ANDAMIOS, HERRAMIENTA Y EQUIPO. CONFORME A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA	M ³	1674			

Programa de Obra. 1 de 18 partidas de trabajo para Cajón de Cimentación.



Proyecto: Propuesta de procedimiento constructivo Edificio Tipo A Conjunto Habitacional Araçá

Tarea



Hito



Tareas externas



División



Resumen



Hito externo



Progreso



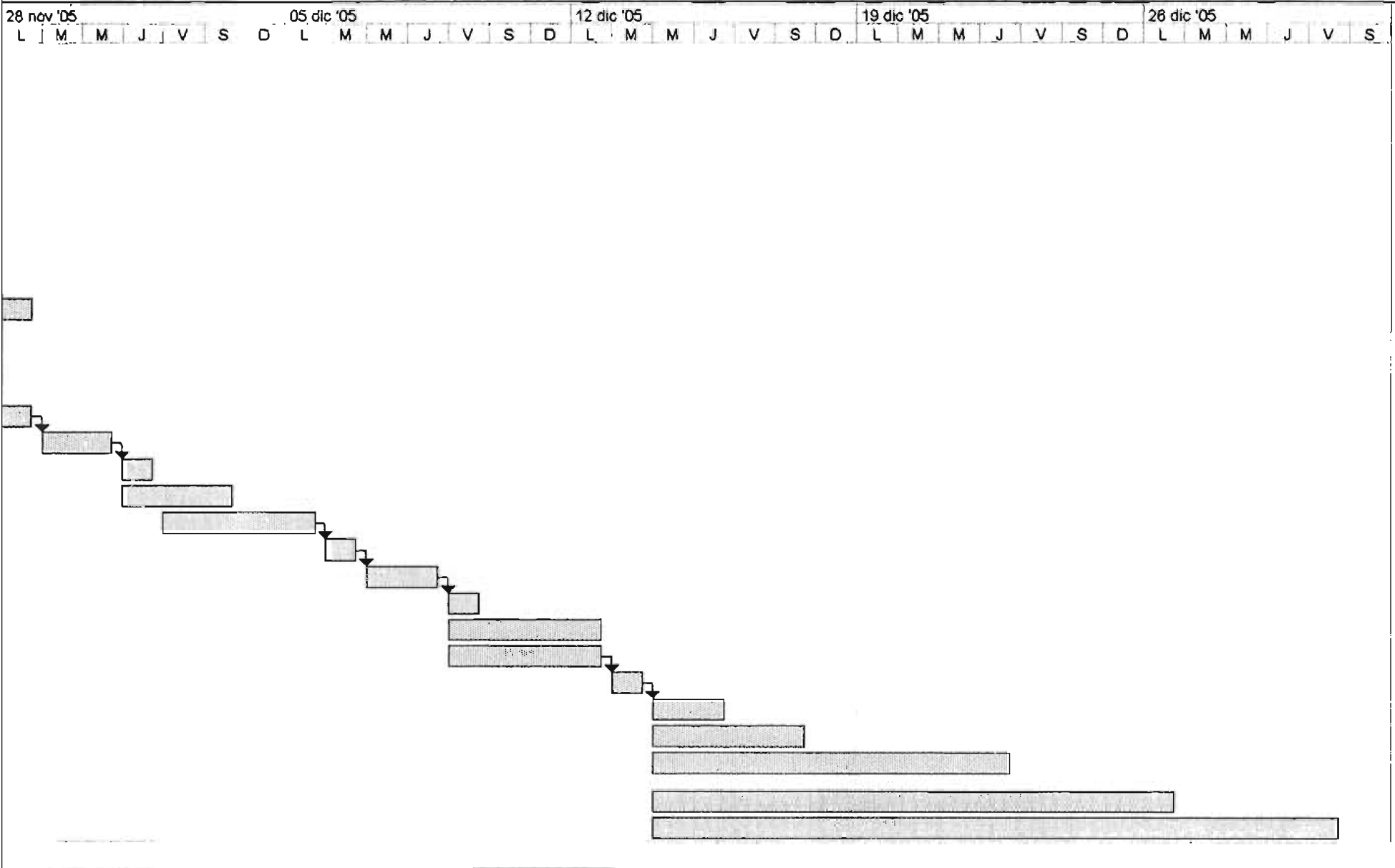
Resumen del proyecto



Fecha límite



Programa de Obra. 1 de 18 partidas de trabajo para Cajón de Cimentación.



Proyecto: Propuesta de procedimiento constructivo Edificio Tipo A Conjunto Habitacional Araç	Tarea		Hito		Tareas externas	
	División		Resumen		Hito externo	
	Progreso		Resumen del proyecto		Fecha llmite	

BIBLIOGRAFÍA

Infonavit, *Informe de Oferta de Vivienda*, México, Enero 31 de 2004.

CONAPO, *Programa Sectorial de Vivienda 2001-2006, Visión al 2025, Misión del Sector Vivienda.*, México, 2005.

Instituto Nacional de Vivienda (INVI), *Programa de Vivienda del Distrito Federal*, México D.F., 2001-2006.

Softec, S.C., *Mexican Housing Overview 2002.*, ©Derechos Reservados D.R. 1999, 2001. Softec, S.C., México, 2002.

www.shf.gob.mx

Servicios de Crédito y Garantías de Sociedad Hipotecaria Federal.

www.conafovi.gob.mx

Comisión Nacional de Fomento a la Vivienda.

www.amsfol.mx

Asociación Mexicana de Sociedades Financieras de Objeto Limitado A.C.

www.fonhapo.gob.mx

FONHAPO, Fideicomiso Fondo Nacional de Habitaciones Populares.

www.canadevi.org.mx

Cámara Nacional de la Industria del Desarrollo y Promoción de Vivienda (Canadevi)

www.fovi.gob.mx

FOVI, Fondo de Operación y Financiamiento Bancario a la Vivienda.

www.infonavit.gob.mx

Instituto del Fondo Nacional de Vivienda para los Trabajadores.

www.shf.gob.mx

Servicios de Crédito y Garantías de Sociedad Hipotecaria Federal.

Hipotecarias ligadas a SIF:

www.generalhipotecaria.com

www.sucasita.com.mx

www.patrimonio.com.mx

www.metrofinanciera.com

www.hipotecariavertice.com

www.hipotecariamexico.com

www.fincasa.com.mx

www.creditoycasa.com

www credito-inmobiliario.com.mx

www.hcasamex.com.mx

JUAREZ BADILLO-RICO RODRÍGUEZ, *Mecánica de Suelos*, Limusa 2ª ed., Tomo I, México 2000, pp. 149-163, 613-631.

JUAREZ BADILLO-RICO RODRÍGUEZ, *Mecánica de Suelos*, Limusa 2ª ed., Tomo II, México 2000, pp. 42, 68-88, 241-253, 423, 427-431, 435, 436

GEOCONSTRUCCIÓN, S.A. de C.V., *Estudio geotécnico para la cimentación de los edificios de cinco niveles del Conjunto Residencial "Aragón".* México, 2003.

SECRETARÍA GENERAL DE OBRAS DEL DDF, *Manual de Exploración Geotécnica.* México, 1988, pp.11-33.

GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL, REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL, Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Cimentaciones. México, 2004.

TARBUCK, J. EDWARD-LUTGENS, FREDERICK K., Ana María Rúbio, Traducción. Ciencias de la Tierra. Prentice Hall, 6ª ed. España, 2000, pp. 357-373.

FUNDACIÓN ICA-SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, A.C., CONAFOVI, Edificaciones de Mampostería para vivienda. Fundación ICA, A.C., 3ª ed. © Derechos Reservados, 2003. México, 2003.

MELI, ROBERTO, Diseño Estructural. Limusa, 2ª ed. México 2002, pp. 301-308, 395-398, 442-459, 480-483.

PREMEX-ANIPPAC-PCI, Sistemas de piso prefabricados, Manual Técnico. Presforzados Mexicanos de Tizayuca, S.A. de C.V., 3ª ed. México 2003.

GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL, REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL. Normas Técnicas Complementarias para diseño de estructuras por Sismo. México, 2004.

GONZALES CUEVAS, ROBLES, Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. Limusa 3ª ed. México 2000, pp. 425-428, 555-572.

TOMLINSON, M.J., Diseño y Construcción de Cimentaciones. Trillas 5ª ed. México, 1996, pp. 181-219, 375-381, 401-410.

GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL, Reglamento de Construcción para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de enero de 2004 México, 2004.

DIAZ INFANTE DE LA MORA, L. ARMANDO, Curso de Edificación. Trillas 2ª ed. México 2000, pp. 77-89, 105-110.

ING. ABURTO VALDEZ, REFAEL, Maquinaria para Construcción. FUNDEC A.C., México, 1990, pp. 1-28, 41-55, 70-76, 81-100.

NICHOLS Jr., HERBERT, Movimiento de Tierras. Ed. Continental, 2ª ed. México, 1983, pp. 119-143.

GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL, REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL. Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de Concreto. México, 2004.

GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL, REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL. Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de Madera. México, 2004.

INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO-Comité ACI-347-01 Guía para el diseño, construcción y materiales de cimbras para concreto. © 2001, American Concrete Institute, © 2003, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., México, 2003.

CEMEX CONCRETOS, Manual del Constructor. © Cemex, 2003, México, 2003.

www.cemex.com
Cemex Concretos.

CURACRETO, S.A. DE C.V., Catálogo de técnico de productos. CURACRETO, S.A. DE C.V., México, 2004.

SUARES SALAZAR, Costo y tiempo en edificación. Limusa, 3ª ed. México, 2004