

41
20



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**"DISEÑO, CONSTRUCCION Y CONTROL
ADMINISTRATIVO DE EDIFICACIONES
PARA USO HABITACIONAL
(CASO PARTICULAR: PROYECTO
RETORNO JULIETA)"**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N:

RODOLFO HERNANDEZ CASANOVA

OSCAR JESUS LUNA GONZALEZ

LUIS MANUEL PALACIOS VAZQUEZ



267392

MEXICO, D.F.

1998

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/097/98

Señores

RODOLFO HERNANDEZ CASANOVA
OSCAR JESUS LUNA GONZALEZ
LUIS MANUEL PALACIOS VAZQUEZ
Presentes

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. MARCOS TREJO HERNANDEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"DISEÑO, CONSTRUCCION Y CONTROL ADMINISTRATIVO DE EDIFICACIONES PARA USO HABITACIONAL (CASO PARTICULAR: PROYECTO "RETORNO JULIETA")"

- INTRODUCCION**
- I. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS**
- II. CIMENTACION**
- III. PROYECTO ESTRUCTURAL**
- IV. REVISION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES**
- V. CONSTRUCCION**
- VI. CONTROL ADMINISTRATIVO EN OBRA**
- VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Ruego a ustedes 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.

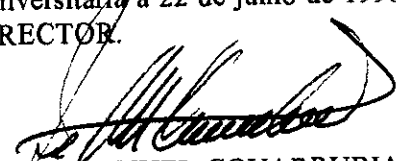
Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitario a 22 de junio de 1998.

EL DIRECTOR.


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP*lmf



Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

*Diseño, construcción y control administrativo de
edificaciones para uso habitacional
(Caso particular: proyecto “Retorno Julieta”)*

Rodolfo Hernández Casanova
Oscar Jesús Luna González
Luis Manuel Palacios Vázquez

Noviembre, 1998

Agradecemos a todos y cada uno de los maestros y amigos que contribuyeron en nuestra formación.

Y de manera muy especial, por sus valiosos comentarios, criticas y apoyo a:

Ing. Marcos Trejo Hernández.
Arq. Arturo Zarate Rocha.
Ing. Mario Arredondo Ramírez.
Ing. Eduardo Piña.
M. I. Manuel J. Mendoza López.
Dr. Víctor M. Taboada Urtuzuástegui.

Gracias al Dr Manuel Alejandro Anguas Orozco, por su valiosísima ayuda en los momentos precisos y por las ideas de una de las mentes mas brillantes que nos ha tocado conocer.

Gracias a la Universidad Nacional Autónoma de México por brindarnos el privilegio de estudiar en ella...

Rodolfo Casanova.
Oscar J. Luna González.
Luis Manuel Palacios Vázquez.

***Diseño, construcción y control administrativo
de edificaciones para uso habitacional
(Caso particular: proyecto “Retorno Julieta”).***

Índice

Introducción	<i>iii</i>
1. Estudio de mecánica de suelos	1
1.1. Muestreo con respecto al trazo y nivelación del terreno original	1
1.1.1. Pozos a cielo abierto	2
1.1.2. Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares	3
1.1.3. Método de lavado	4
1.1.4. Método de penetración estándar	6
1.1.5. Método de penetración cónica	6
1.1.6. Pozo a cielo abierto con muestreo inalterado	7
1.1.7. Métodos con tubos de pared delgada	7
1.2. Pruebas de laboratorio	9
1.2.1. Prueba proctor	10
1.2.2. Determinación de los límites de consistencia	14
1.2.3. Prueba de consolidación unidimensional	20
1.2.4. Pruebas de compresión triaxial	23
1.3. Estudio de capacidad de carga	27
1.4. Interpretación de datos “Retorno Julieta”	31
2. Cimentación	35
2.1. Tipos de cimentación	35
2.1.1. Zapatas	36
2.1.2. Losas de cimentación	39
2.1.3. Cimentaciones compensadas	40
2.1.4. Pilotes	41
2.2. Revisión de la cimentación “Retorno Julieta”	43
2.2.1. Zapatas aisladas	43
2.2.2. Muros de contención	53
3. Proyecto estructural	61
3.1. Propuesta de estructuración con base en el proyecto arquitectónico	61
3.2. Predimensionamiento de elementos estructurales	72
3.3. Bajada de cargas	80
3.4. Análisis sísmico	89
3.5. Análisis estructura	102
3.6. Deformaciones y desplazamientos	106
3.7. Proyecto estructural “Retorno Julieta”	108

4. Revisión de elementos estructurales	115
4.1. Diseño de estructuras de concreto según NTC-93	115
4.1.1. Diseño de vigas	118
4.1.2. Diseño de columnas	129
4.1.3. Diseño de losas macizas	134
4.2. Presfuerzo y transferencia de presfuerzo	135
4.2.1. Diseño de losas postensadas en una dirección	139
4.3. Diseño de elementos y presfuerzo “Retorno Julieta”	145
4.3.1. Diseño de una trabe de concreto reforzado del proyecto “Retorno Julieta”, según NTC-93	145
4.3.2. Diseño de una columna de concreto reforzado del proyecto “Retorno Julieta”, según NTC-93	149
4.3.3. Diseño de un tablero de losa postensada del proyecto “Retorno Julieta”, según ACI 318-93	155
5. Construcción	164
5.1. Proceso constructivo	164
5.1.1. Trazo y nivelación	166
5.1.2. Cimentación	167
5.1.3. Estructuras	168
5.1.4. Albañilería	183
5.1.5. Instalaciones	190
5.1.6. Acabados	204
5.2. Catálogo de conceptos	207
5.2.1. Elementos que integran un catálogo de conceptos	212
5.3. Costos y precios unitarios	214
5.3.1. Costo indirecto	223
5.4. Presupuesto	227
5.5. Programa de ejecución	227
5.5.1. Ejemplo de programación de obra “Retorno Julieta”	230
6. Control administrativo en obra	237
6.1. Generalidades	237
6.1.1. Administración	237
6.1.2. Planeación	238
6.1.3. Organización	242
6.1.4. Dirección	246
6.1.5. Control	248
6.2. Elementos para el control administrativo en obra	258
6.2.1. Números generadores	260
6.2.2. Estimaciones	261
6.2.3. Destajos	263
6.2.4. Bitácora de obra	263
6.3. Ejemplo referente a la utilización de números generadores, destajos y estimaciones; caso particular “Retorno Julieta”	264
7. Conclusiones y recomendaciones	269
Referencias	271

Introducción

En la actualidad, las áreas de desarrollo del ingeniero civil son muy amplias y desgraciadamente no existe una estrecha vinculación entre los constructores, calculistas, geotecnistas, hidráulicos y demás profesionistas que intervienen en el desarrollo de una edificación, por lo cual, nos surgió la inquietud de elaborar un trabajo en el que se expliquen los procedimientos básicos de cada una de las áreas comunes que intervienen en el proceso que sigue una edificación para uso habitacional, y enfatizar la necesidad de interacción entre los distintos responsables de la obra. Así mismo, presentamos los parámetros que se deben llevar a cabo para tener un buen control técnico y administrativo de cualquier obra, con miras a un mejor desarrollo empresarial escaso en la mayoría de las construcciones realizadas en el país.

El lector al cual queremos dirigirnos con esta tesis, es principalmente al alumno recién egresado o al que se encuentra en este proceso y ya está trabajando como constructor, inclusive, creemos que será útil a profesionistas afines a la edificación, que pudieran tener alguna deficiencia en los conocimientos de las áreas que abarcamos en este trabajo.

Esta idea surge cuando los que estamos presentando esta tesis, nos enfrentamos a condiciones poco favorables en el trabajo de campo y a una falta de visión (por la poca experiencia) de las etapas de la ingeniería que concurren en una obra; con esto no queremos decir que se tengan malos conocimientos o que los alumnos salgan mal preparados de la carrera, sino que la profesión de Ingeniero Civil es tan amplia y variada, que en muchas ocasiones se tienen las herramientas, pero no se tienen las ideas necesarias para unir las en una cadena coherente que nos lleve a la realización de una obra civil.

Por esto mismo, pretendemos que este documento lleve de la mano al constructor de la edificación en todo el proceso ingenieril para pasar de la idea de un espacio a la realidad de un satisfactor para la sociedad.

Teniendo en cuenta lo anterior decidimos tomar un proyecto en el que participamos activamente, y por lo tanto, tenemos un conocimiento íntimo de su realización; que nos servirá como ejemplo para desarrollar algunos criterios de las áreas de la ingeniería que abarcaremos en esta tesis.

La edificación en cuestión se encuentra en la calle de Retorno Julieta N° 17 Col. Reforma Lomas en la Delegación Miguel Hidalgo, su carácter es de uso habitacional y consiste en un edificio de 4 niveles y una terraza que se encuentra en voladizo, aparentemente podría parecer un ejemplo muy simplista, pero como se verá en los planos arquitectónicos que anexamos al final de este apartado, resulta un proyecto interesante para el objetivo que queremos alcanzar, ya que combina problemas complejos y particulares con soluciones generales a toda obra de edificación.

En el capítulo 1, referente a mecánica de suelos, hablaremos de los tipos de muestreo que se utilizan para obtener los especímenes de suelo que posteriormente se ensayarán en un laboratorio y proporcionarán los datos para la adecuada selección del tipo de cimentación, esto desde un punto de vista general para luego aterrizar en la interpretación de los datos de nuestro proyecto.

En el capítulo 2, plantaremos las condiciones y características de los tipos de cimentaciones que se podrían presentar en una edificación, basándonos en el tipo de suelo y la estructuración necesaria para la sustentación, llegando específicamente al diseño de las zapatas aisladas y muros de contención, que es el tipo de cimentación determinada para el proyecto en cuestión.

En lo referente a los capítulos 3 y 4, nos abocaremos al proyecto estructural, expondremos desde la propuesta de estructuración con base en el proyecto arquitectónico, hasta la revisión del diseño de algunos de los elementos estructurales; con todo esto pretendemos que el constructor tenga un panorama amplio del

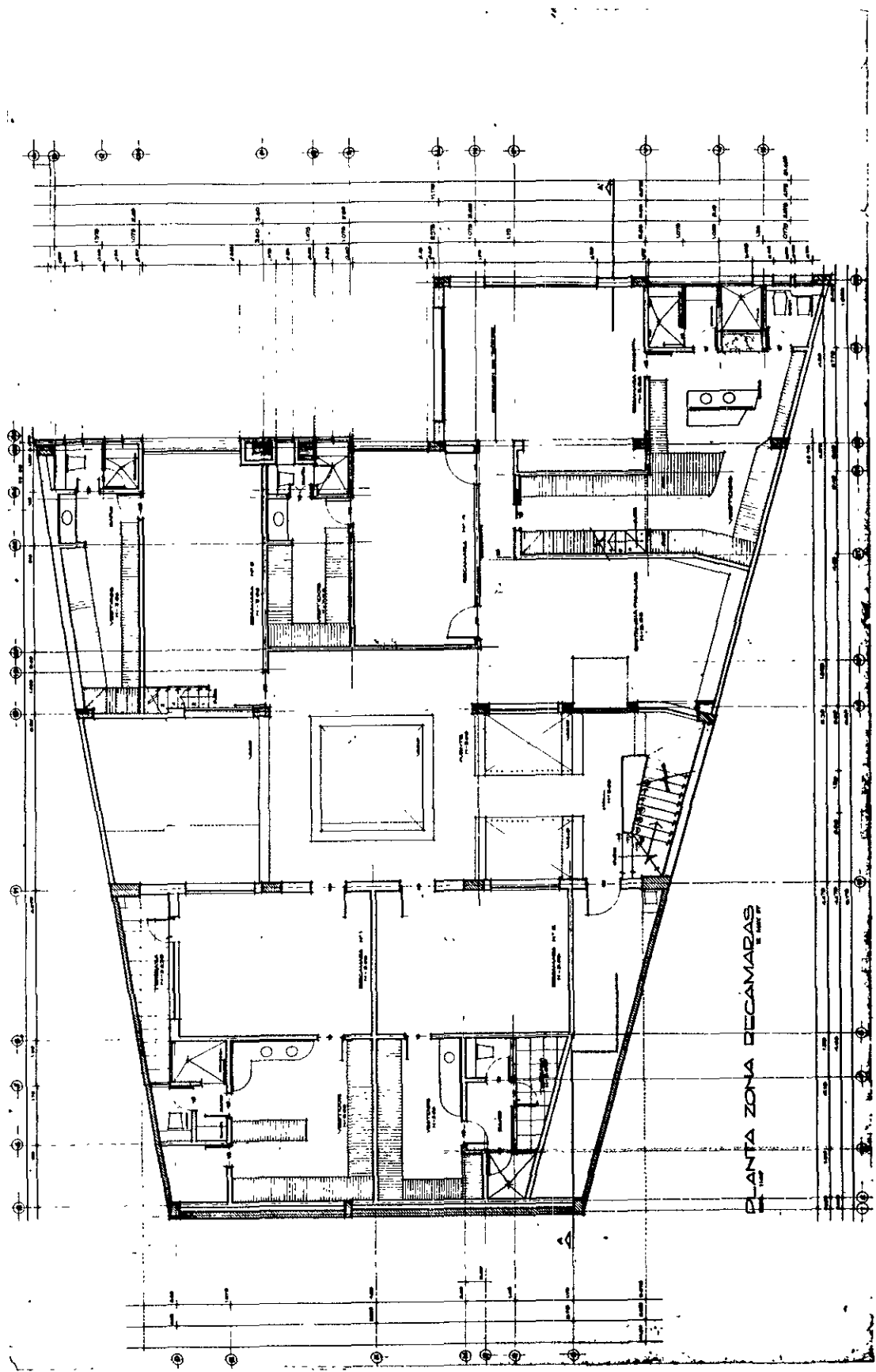
proceso que se realiza para vaciar los datos de diseño en planos estructurales, necesarios para la construcción de la obra.

En el capítulo 5 haremos una exposición detallada del proceso constructivo que se sigue regularmente en cualquier tipo de edificación, asimismo se hará un compendio de algunas normas y especificaciones que se requieren para obtener una calidad adecuada en dicho proceso.

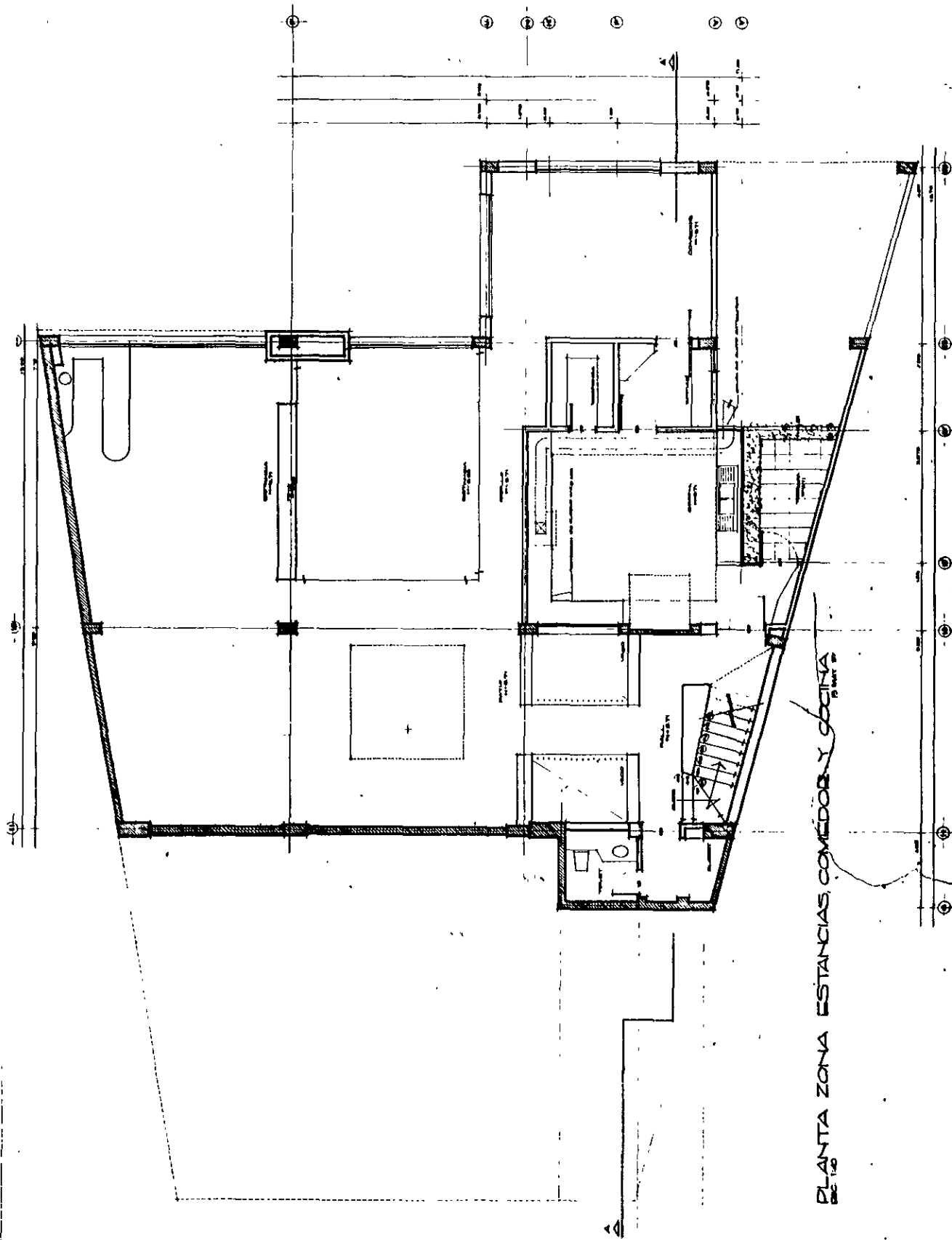
El texto también abarcará conceptos relativos a la elaboración de presupuestos, precios unitarios y programación de obra, enfocados principalmente hacia el control que se debe de seguir en todo proceso administrativo.

En el capítulo 6, analizaremos una parte importantísima en la construcción de toda obra civil, que sentimos se le ha dado poca importancia en nuestro ámbito, y es el control administrativo. Aparentemente este concepto está muy alejado de las labores de un constructor, pero cuando hablamos de planeación, organización, dirección y control no podemos pasar por alto la importancia que adquieren estos elementos, no sólo para el desarrollo de una obra civil o una empresa constructora, sino para el desarrollo de toda la industria en general.

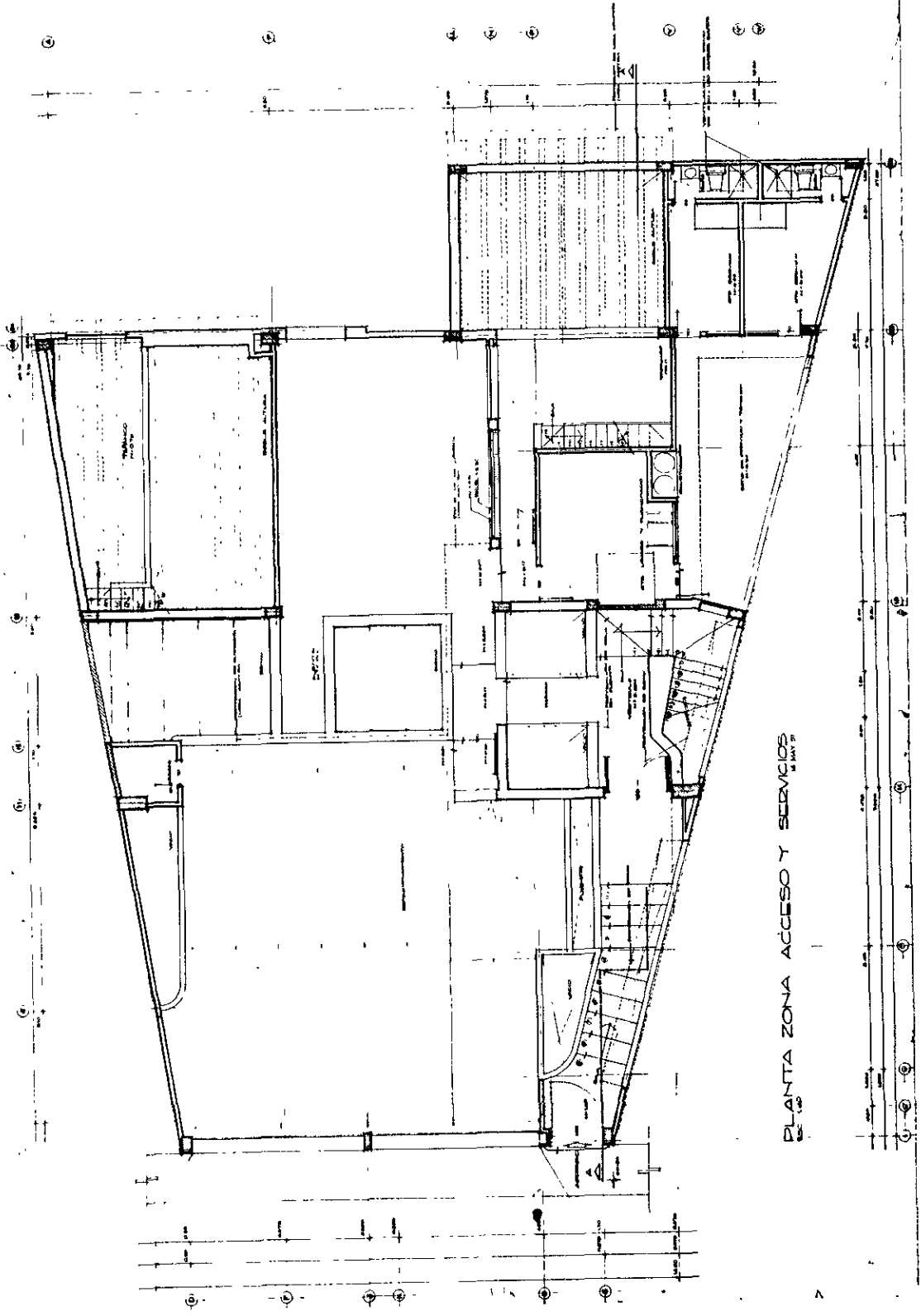
Finalmente, expresamos nuestras conclusiones y recomendaciones del trabajo presentado



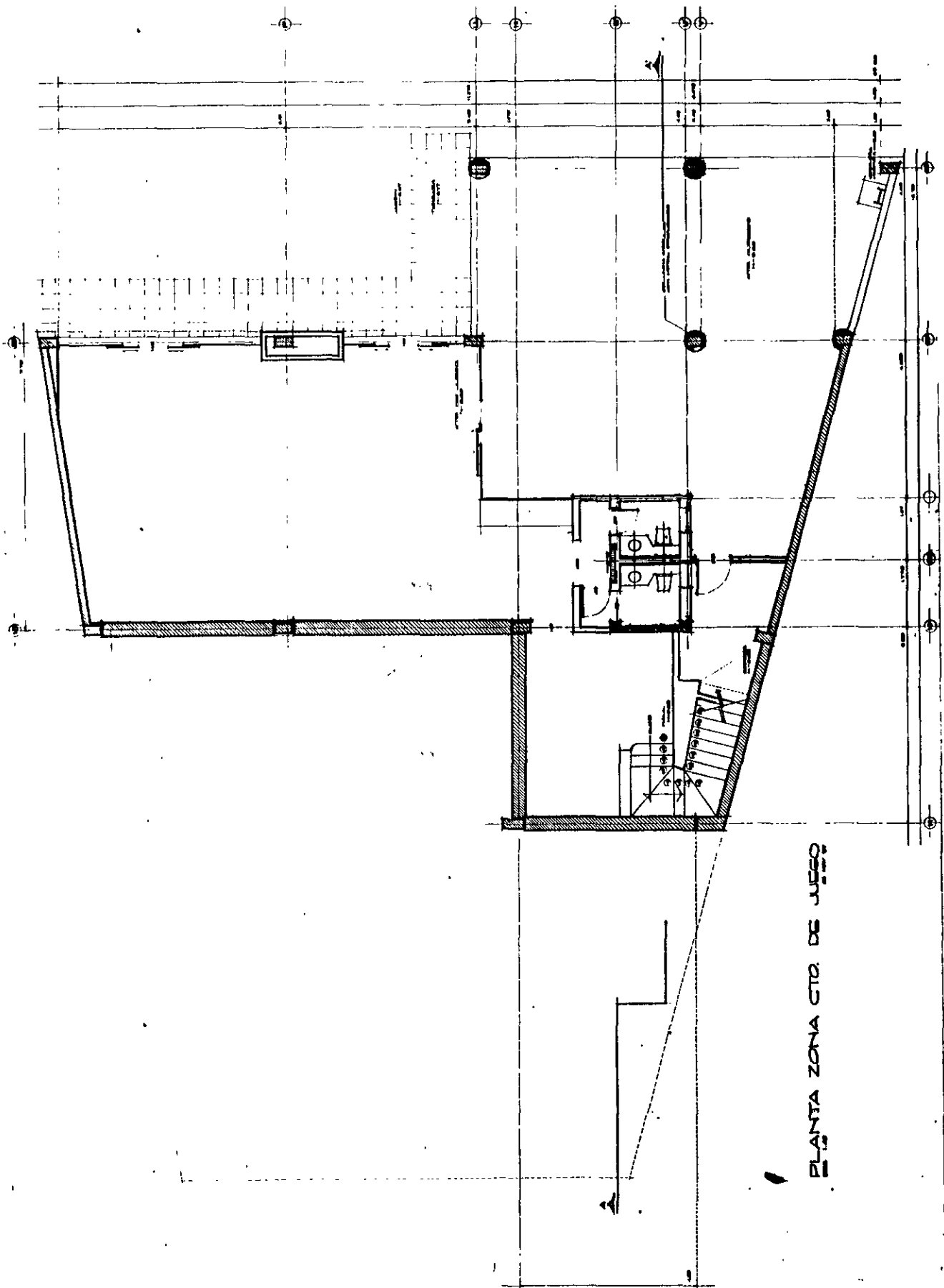
PLANTA ZONA DECAMARAS



PLANTA ZONA ESTANCIAS, COMEDOR Y COCINA
 ESC. 1:50



PLANTA ZONA ACCESO Y SERVICIOS



PLANTA ZONA CTO. DE JUEGO

1. Estudio de mecánica de suelos

1.1 Muestreo con respecto al trazo y nivelación del terreno original

En toda construcción de una obra civil, lo primero que tenemos que conocer es el sitio donde ésta se realizará, lo cual nos lleva a que el requisito primordial sea conocer el tipo de suelo donde la obra se sustentará, ya que en gran parte, este dato nos llevará a las características de su cimentación y estructura, y desembocará hasta el costo de la construcción.

Cuando pretendemos construir en cualquier sitio de la ciudad de México, el primer paso, refiriéndonos al reglamento de construcción del Distrito Federal, es localizar el sitio en el mapa de zonificación del mismo. Como sabemos, las diferentes zonas en las que se divide la ciudad son:

Zona I.- Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes; es frecuente la presencia de oquedades y cavernas.

Zona II.- Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad o menos, constituida por estratos arenosos.

Zona III.- Lacustre, integrada por depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla, cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales con un espesor superior a 50m.

Una vez que tenemos ubicado el sitio de la construcción, el número mínimo de exploraciones a realizar (pozo a cielo abierto o sondeos) será uno por cada 80m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero no será inferior a 2 m bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor.

Las investigaciones mínimas de subsuelo a realizar, para cumplimiento del artículo 220 del reglamento de construcciones, dependen del tipo de construcción y de su zonificación; para nuestro ejemplo en particular, ubicado en la Zona I, será el siguiente:

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos de rellenos sueltos, galería de minas, grietas y otras oquedades.
2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.
3. En el caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 , el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

Estos últimos puntos están contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones en el Distrito Federal, así que cualquier construcción que se encuentre en otra zona distinta, se deberá acudir a las normas anteriores para definir los parámetros de las investigaciones mínimas del subsuelo. Para una mejor comprensión de los distintos tipos de muestreo que se utilizan normalmente en cualquier edificación, se expondrán enseguida los más comunes y sus características más representativas.

MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DE CARÁCTER PRELIMINAR

1.1.1. Pozos a cielo abierto.

Se entiende por sondeo a cielo abierto cuando es al descubierto o visitable, lo cual nos permite obtener muestras de las capas atravesadas y medir exactamente su espesor.



Cuando este método sea practicable, debe considerársele como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo con dimensiones de 1.0 m por 1.5 ó 2.0 m con una profundidad de unos 5 m o bien, hasta encontrar material no excavable con pico y pala, para que un técnico pueda bajar a examinar los diferentes estratos del suelo en su estado natural; pero tiene el inconveniente, cuando su profundidad pasa de ciertos límites, de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático; además, su ejecución es más lenta y costosa porque se tienen que poner ademes y en ocasiones se realizan excesivos traspaleos a causa de la profundidad.

En una de las paredes del pozo se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme de 20 cm de ancho por 15 cm de profundidad. El material excavado se recibe totalmente, si el muestreo es integral se coloca en un bote de lámina; en caso contrario debe escogerse por separado el producto de cada una de las capas en el material que cambia.

Las muestras inalteradas deberán extraerse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una oquedad que se practique al efecto de la pared del pozo. Una muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizadas con brea y parafina.

El equipo necesario es: una pala y un pico, hachuela, bote de lámina, cable de manila, costales o cajones, hoja de lámina o lona de 1.50 x 1.50m (aproximadamente) y etiquetas para marcar las muestras. En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas (pierde su estructura) o inalteradas (conserva su estructura) de los diferentes estratos que se hayan encontrado.

Es de notar que este método de muestreo es el más socorrido para obtener muestras, que después se llevarán al laboratorio para determinar algunas de sus características que nos servirán posteriormente al hacer el diseño de la cimentación.

1.1.2. Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.

Si el terreno lo permite, puede usarse la pala de postear para obtener muestras por capas, o bien de toda la profundidad que se va a explorar en la construcción.



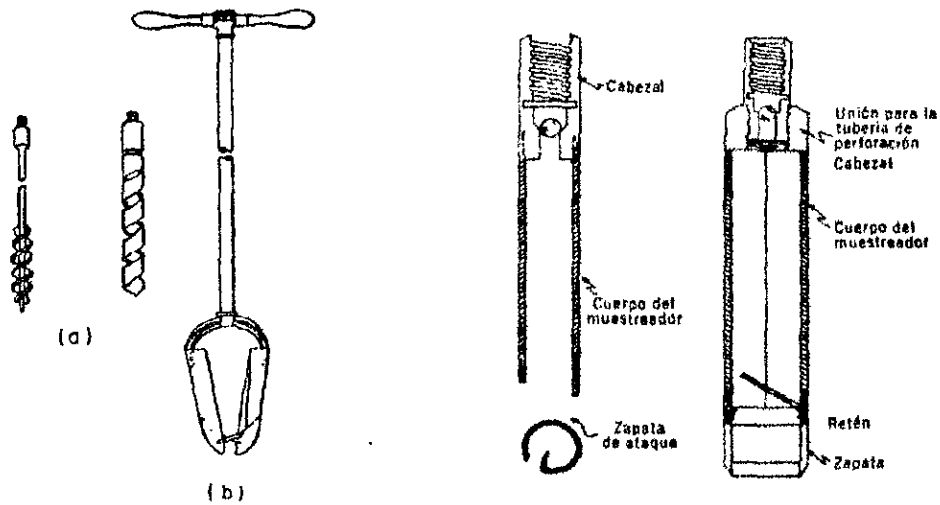
El método consiste en introducir la pala de postear con movimientos de rotación; una vez llena se saca y se deposita el material sobre una superficie limpia de una lámina o lona de 1.50 x 1.50m aproximadamente. Esta operación se repite hasta llegar a la profundidad deseada.

El producto de cada palada se deposita ordenadamente, formando hileras de pequeños montones de material. Las profundidades y espesores aproximadas de cada capa se pueden medir con la misma pala para postear.



Los barrenos helicoidales pueden ser de muy diferentes tipos, no sólo dependiendo del suelo por atacar, sino también de acuerdo con la preferencia particular de cada perforista. En el principio de la operación se introduce el barreno con movimientos rotatorios, un factor importante es el paso de la hélice que debe ser muy cerrado para suelos arenosos y mucho más abierto para el muestreo de suelos plásticos, el contenido de agua de las muestras de barreno suele ser mayor del real, por lo que el método no excluye la obtención de muestras más apropiadas, por lo menos cada vez que se alcanza un nuevo estrato. Cabe mencionar que estas muestras son completamente alteradas.

Las muestras con cucharas son generalmente más alteradas que las muestras con barrenos helicoidales y posteadoras; la razón es el efecto del agua que entra en la cuchara junto con el suelo, formando en el interior una pseudo—suspensión parcial del mismo.



Herramientas para sondeos exploratorios por rotación
 a) Barrenos helicoidales
 b) Posteadora

Tipos de cucharas muestreadoras

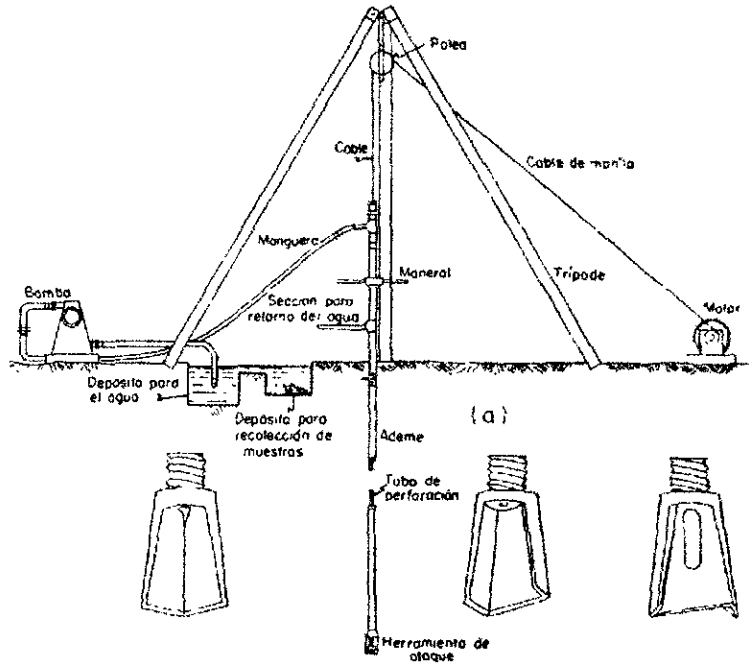
1.1.3. Método de lavado.

Este método constituye un procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo (aun cuando la experiencia ha comprobado que pueden llegar a tenerse errores hasta de 1 m al marcar la frontera entre los estratos). Las muestras obtenidas en lavado son tan alteradas que prácticamente no deben ser consideradas como representativas para realizar ninguna prueba de laboratorio.

El equipo necesario para realizar la perforación incluye un trípode con polea y martinete suspendido, de 80 a 150 kg de peso, cuya función es hincar a golpes el ademe en el suelo necesario para la operación. Este ademe debe ser de mayor diámetro que la tubería que vaya a usarse para la inyección de agua.

En la práctica no se inyecta agua clara, porque se perdería en las grietas de ciertos terrenos; para evitarlo, se emplea agua lodosa obtenida diluyendo en agua arcilla y a veces sales de barita que tienen gran densidad; si el terreno está muy agrietado, el lodo debe ser muy espeso para que obture las paredes y evite así las pérdidas de agua. La proporción de lodo dependerá igualmente de la densidad de las rocas atravesadas y la magnitud de esta densidad puede justificar el empleo de sales de barita.

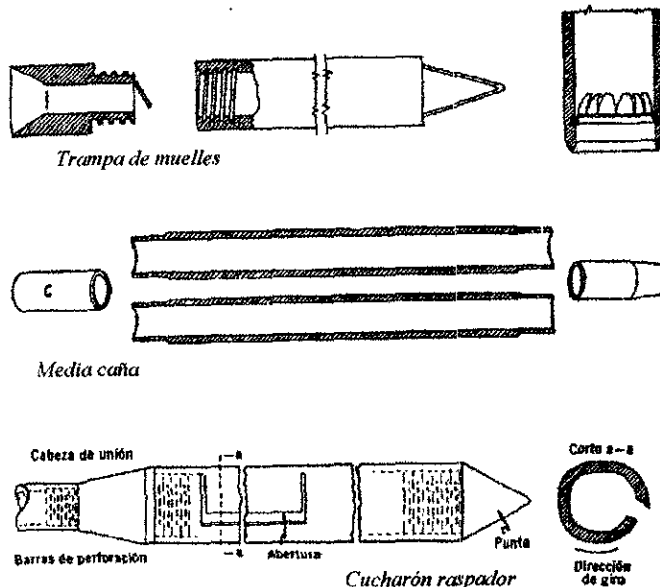
En el extremo inferior de la tubería de inyección debe de ir un trépano de acero, perforado para permitir el paso del agua a presión. El agua se impulsa dentro de la tubería por medio de una bomba.



Dispositivo para el sondeo por lavado.

- a) Conjunto.
- b) Barrenos de perforación.

La operación consiste en inyectar agua en la perforación (una vez hincado el ademe) para formar una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y sacarlo al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección; una vez fuera, es recogida en un recipiente en el que se puede analizar el sedimento. El procedimiento debe ir complementado en todos los casos por un muestreo con una cuchara sacamuestras apropiada, colocada al extremo de la tubería en lugar del trépano; mientras las características del suelo no cambien será suficiente obtener una muestra cada 1.50 m aproximadamente.

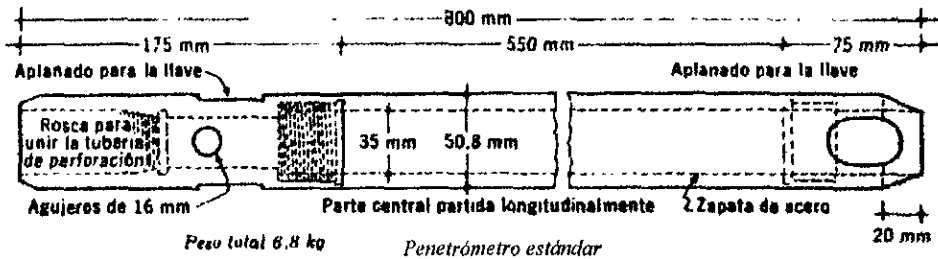


Tipos de muestreadores.

1.1.4. Método de penetración estándar.

En suelos puramente friccionantes esta prueba permite conocer la compacidad de los mantos, siendo una característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico; en suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El ensayo de penetración estándar, llamado también ensayo normal de penetración, consiste en hincar en el fondo de un sondeo revestido, un tomamuestras de las dimensiones de la figura.



Es normal que el penetrómetro sea de media caña, con el fin de facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El penetrómetro se enrosca en el extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 65 kg que cae desde 76 cm, contando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de 30 cm. En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo el suelo en su interior, el cual constituye una muestra.

Una vez el pozo limpio, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y, seguidamente a golpes, se hace que el penetrómetro entre 15 cm dentro del suelo. Desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm. A continuación se hace penetrar el muestreador en toda su longitud; al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado constituye la muestra que puede obtenerse con este procedimiento.

La utilidad e importancia mayor de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad y el ángulo de fricción interna " ϕ ", y el valor de la resistencia a la compresión simple " q_u " en arcillas, relacionando el número de golpes necesarios para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cm especificados.

1.1.5. Método de penetración cónica.

Estos métodos consisten en penetrar al suelo con una punta cónica y medir la resistencia que el suelo ofrece. Dependiendo de los métodos para hincar los conos en el terreno se dividen en estáticos y dinámicos. En los primeros la herramienta se hinc a presión desde la superficie con un gato apropiado; en los segundos el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae.

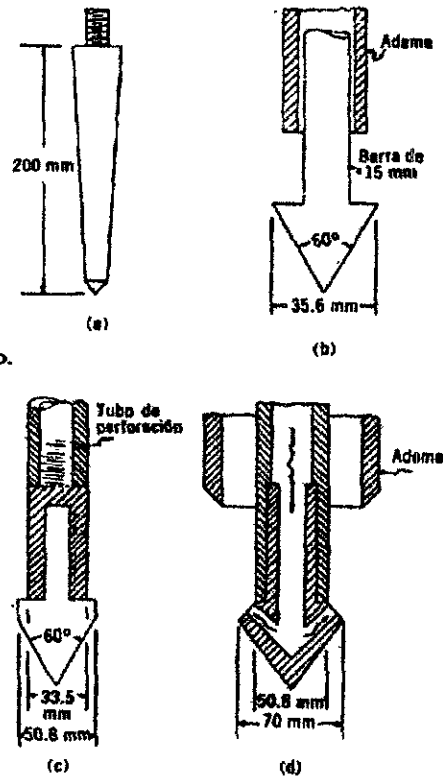
La prueba consiste en introducir el penetrómetro en el terreno y anotar la presión en la punta y la fuerza que actúa sobre el fuste separadamente. En general, el cono se hinc aplicando presión estática a la parte superior de la tubería de perforación con un gato hidráulico, empleando un marco fijo de carga que puede estar sujeto a un ademe necesario para proteger la tubería de perforación de la presión lateral. La velocidad de penetración suele ser constante y del orden de 1 cm/seg.

No se obtiene muestra de suelo con este procedimiento y esto debe verse como una limitación importante. También se tiene el inconveniente de que no existen correlaciones de resistencia en la prueba cónica estática con valores obtenidos por otros métodos de eficacia más confiable.

Dicho método es útil en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico. Los tipos de cono más comunes se muestran a continuación.

Penetrómetros cónicos.

- a) Tipo danés.
- b) Tipo holandés
- c) Tipo para ensaye dinámico.
- d) Tipo de inyección.



MÉTODOS DE CARÁCTER DEFINITIVO.

1.1.6. Pozo a cielo abierto con muestreo inalterado.

Este método ya fue explicado con anterioridad, y como complemento se puede decir que el producto de varias capas debe colocarse en un solo envase que tenga sus tarjetas de identificación. Cuando la cantidad del material extraído sea grande, puede cuartearse y envasarse únicamente una parte. Labrado es el proceso de reducir a tamaño conveniente una muestra de material. El labrado de las muestras se aplica frecuentemente en el campo, cuando el volumen del material que se obtiene al muestrear el pozo sobrepasa la cantidad que se necesita remitir al laboratorio. Asimismo, en el laboratorio se labran las muestras para su ensayo.

1.1.7. Métodos con tubo de pared delgada.

Se han desarrollado procedimientos de muestreo con tubos de pared delgada que, por lo menos en suelos cohesivos, se usan actualmente en forma prácticamente única. Las experiencias han comprobado que si se

desea un grado de alteración mínimo aceptable, el hincado debe efectuarse ejerciendo presión continuada y nunca a golpes. Hincado el tubo a presión, a velocidad constante y para un cierto diámetro de tubo, el grado de alteración parece depender esencialmente de la llamada relación de áreas.

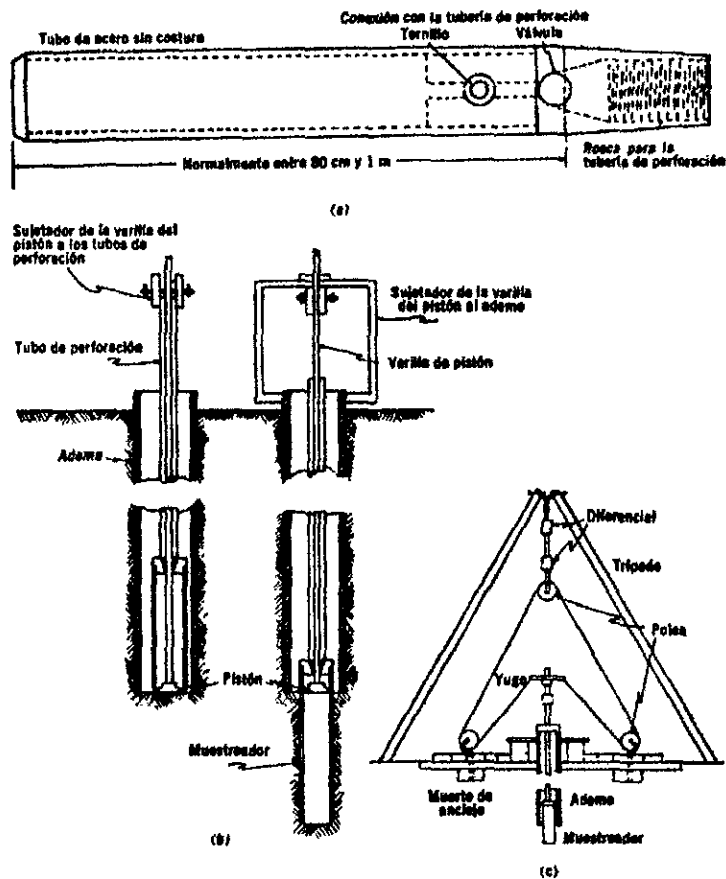
$$A_r(\%) = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_e^2} \times 100$$

Donde:

- A_r - es la relación de áreas en porcentaje
- D_e - es el diámetro externo del muestreador
- D_i - es el diámetro interno del muestreador

Hay que tener en cuenta la relación del área entre la corona sólida del tubo y el área exterior del mismo; dicha relación no debe ser mayor de 10 % en muestreadores de 5 cm (2") de diámetro interior, hoy de escaso uso por requerirse en general muestras de mayor diámetro y, aunque en muestreadores de mayor diámetro pueden admitirse valores algo mayores, no existen motivos prácticos que impidan satisfacer fácilmente el primer valor.

El muestreador de pistón tiene por objeto eliminar la tarea de limpiar el fondo del pozo previo al muestreo, necesaria en los muestreadores abiertos; al hincar el muestreador con el pistón en su posición inferior, puede llevarse al nivel deseado sin que el suelo alterado de niveles más altos en el fondo del pozo entre él; una vez en el nivel de muestreo, el pistón se eleva a la parte superior y el muestreador se hince libremente (pistón retráctil) o bien fijado el pistón en el nivel de muestreo por el mecanismo accionado desde la superficie, se hince el muestreador relativamente al pistón hasta que se llena de suelo (pistón fijo). En la siguiente figura se muestran muestreadores de pared delgada y un esquema del dispositivo de aplicación de presiones de hincado.



Muestreadores de tubo de pared delgada.

- a) Tipo Shelby.
- b) De pistón.
- c) Dispositivo de hincado por presión de un diferencial.

Un dispositivo aplicador de presiones de hincado puede usarse cuando no se disponga de una máquina perforadora que aplique la presión mecánicamente; un procedimiento alternativo al mostrado en la figura, será cargar la varilla de perforación con peso muerto utilizando gatos hidráulicos.

1.2 Pruebas de laboratorio.

Una vez que se han hecho los muestreos y se han obtenido los especímenes de suelo, se llevan al laboratorio para obtener, de cada una de ellos, sus características específicas que nos servirán para hacer los cálculos correspondientes de la cimentación y la estructura de la edificación proyectada.

Las pruebas que se describirán adelante tales como: compactación, límites de consistencia, compresión triaxial, etc., se hacen con la porción de la muestra que pasa por la malla número 4; el material que queda retenido en ésta se desecha para la mayoría de las pruebas.

Al preparar la muestra para su ensaye, es necesario desmoronar los grumos por medio de un pisón de madera, pero sin romper las partículas o fragmentos de roca; igualmente debe evitarse que se pierda el material mas fino, al operar. Debe, por tanto, trabajarse con sumo cuidado. Algunos de los datos básicos para cualquier prueba son los que a continuación se mencionan:

Determinación en laboratorio del peso volumétrico de la masa de un suelo.

Por definición, el peso volumétrico es:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

Donde:

- γ_m - es el peso volumétrico de la muestra de suelo
- W_m - es el peso de la muestra de suelo
- V_m - es el volumen de la muestra de suelo

Para su determinación directa deberán valuarse las dos magnitudes expuestas; el W_m puede conocerse pesando la muestra del suelo, el V_m se valorará labrando la muestra original a una forma geométrica simple, o bien por inmersión de la muestra en mercurio (el peso del mercurio desalojado entre el peso específico de ese elemento da el volumen desplazado, igual al volumen de la muestra.)

Determinación en laboratorio de la relación de vacíos de un suelo.

La relación de vacíos se define con la ecuación siguiente:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Donde:

- e - es la relación de vacíos
- V_v - es el volumen de vacíos de la muestra de suelo
- V_s - es el volumen de sólidos de la muestra de suelo

Para su determinación en laboratorio puede procederse como sigue: dada la muestra natural se determina su volumen (V_m); secada en horno (a 96° C durante 24 h) se pesa y se obtiene W_s (peso de sólidos). Con las ecuaciones siguientes, obtenidas de las relaciones volumétricas y gravimétricas, podemos obtener los dos términos que componen la relación de vacíos:

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_0}$$

y

$$V_v = V_m - V_s$$

Donde:

W_s - es el peso de sólidos de la muestra.

G_s - es la densidad de sólidos, obtenida de una prueba en laboratorio.

γ_0 - es el peso volumétrico del agua.

Resta entonces dividir V_v/V_s para obtener "e". Obviamente en la expresión de la relación de vacíos se le pueden sustituir las dos ecuaciones anteriores, quedando:

$$e = \frac{V_m G_s \gamma_0}{W_s} - 1$$

Determinación en laboratorio del contenido de agua de un suelo.

Se calcula con la ecuación:

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Donde:

w - es el contenido de agua (en porcentaje)

W_w - es el peso del agua en la muestra

El peso del agua se obtiene de la diferencia del peso de la muestra saturada y el peso de la muestra previamente secada en horno a 96°C durante 24 horas, el peso de los sólidos resulta de restar el valor del peso de la muestra seca y de la cápsula que lo contiene.

Determinación en laboratorio del grado de saturación de un suelo.

El grado de saturación se define como el porcentaje de vacíos del suelo que están ocupados por agua. Suele calcularse a partir de la ecuación:

$$G_w = \frac{w G_s}{e}$$

Donde:

G_w - Grado de saturación del suelo

Y los demás términos se definieron con anterioridad.

1.2.1 Prueba proctor.

La compactación en un suelo es el mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas por medios mecánicos, la importancia de la compactación estriba en el aumento de su resistencia y disminución de capacidad de deformación que se obtienen al sujetar al suelo a técnicas que aumenten su peso específico seco, disminuyendo sus vacíos.

De entre todos los factores que influyen en la compactación obtenida en un caso dado, podría decirse que dos son los más importantes: el contenido de agua del suelo, antes de iniciarse el proceso de compactación y la energía específica empleada en dicho proceso. Por energía específica se entiende la energía de compactación suministrada al suelo por unidad de volumen.

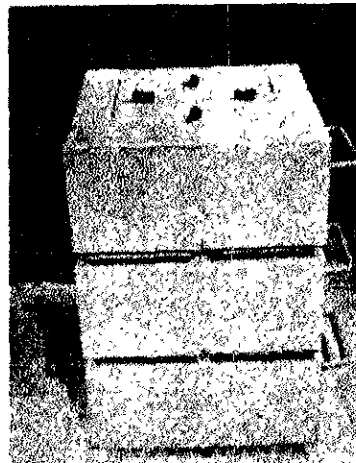
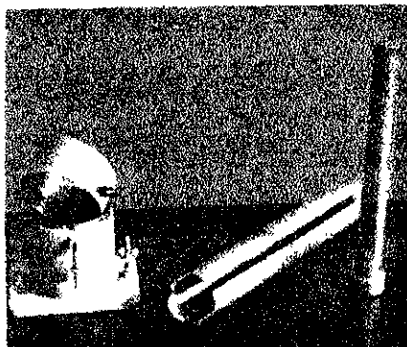
En realidad, la secuela práctica suele ser como sigue: cuando se va a realizar una obra en la que el suelo vaya a ser compactado, se recaban muestras de los suelos que se usaran; en el laboratorio se sujetan esos suelos a distintas condiciones de compactación hasta encontrar algunas que garanticen un proyecto seguro y que puedan lograrse económicamente con el equipo en campo existente. Finalmente, una vez iniciada la construcción, verificando la compactación lograda en el campo con muestras al azar tomadas del material compactado en obra, se puede comprobar que se están satisfaciendo los requerimientos del proyecto.

La prueba Proctor estándar consiste en compactar el suelo en cuestión en tres capas, dentro de un molde de dimensiones y forma específicas, por medio de golpes de un pisón (también especificado), que se deja caer libremente desde una altura prefijada.

Con este procedimiento de compactación Proctor estudió la influencia que ejercía en el proceso el contenido inicial de agua del suelo, encontrando que tal valor era de fundamental importancia en la compactación lograda. Observó que a contenidos de humedad crecientes, a partir de valores bajos, se obtenían más altos pesos específicos secos y, por lo tanto, mejores compactaciones en la muestra. Es decir, Proctor puso de manifiesto que, para un suelo dado y usando el procedimiento descrito, existe una humedad inicial, llamada la óptima, que produce el máximo peso específico seco que puede lograrse con este procedimiento de compactación.

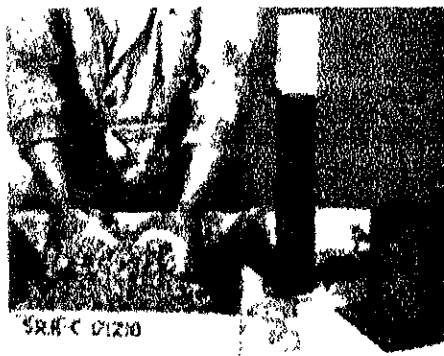
Equipo

- Cilindro Proctor de compactación de 10.20 cm de diámetro interior y 12.30 cm de altura.
- Extensión de cilindro de igual diámetro interior y 6.50 cm de altura.
- Pisón cilíndrico de 5 cm de diámetro y un peso de 2.75 kg.
- Guía de lamina galvanizada de 48 cm de longitud, con un escalón a 45.7 cm para dar la caída libre del martillo.
- Charola galvanizada de 50 x 50 x 10 cm
- Juego de espátulas de acero y enrasador.
- Pieza prismática de madera de 20 x 5 x 5 cm para desmoronar terrones.
- Base estándar de 325 kg de peso.
- Horno a temperatura constante de 110° C.
- Báscula tipo Fairbanks con capacidad de 120 kg en la plataforma y 12 kg en el platillo; sensible a 5 g.
- Balanza de torsión o balanza eléctrica, con capacidad de 1 kg y sensibilidad de 0.1 g.
- Cápsulas de porcelana o material refractario previamente numeradas y taradas.
- Cucharón de lamina galvanizada.

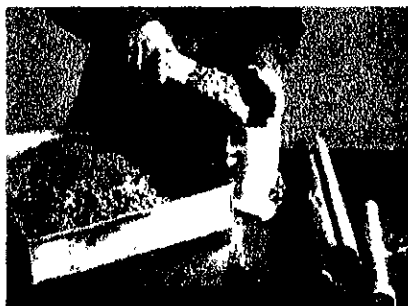


Procedimiento

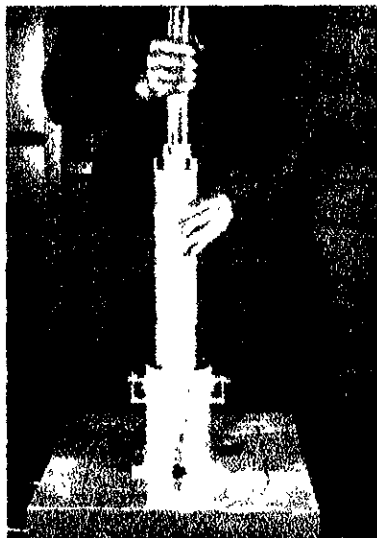
- a) De la muestra preparada se toman aproximadamente 2.5 kg, se ponen en la charola y se dejan secar al aire libre en caso de que esté muy húmeda.
- b) Se desmoronan los terrones de material utilizando una pieza de madera de sección cuadrada.
- c) Se esparce agua en cantidad tal que la humedad resulte un poco menor de 10 %, y si el material es arenoso, es conveniente ponerle una humedad menor. Esta operación también puede efectuarse empleando atomizador (como una bomba para insecticida).
- d) Se revuelve perfectamente el material tratando de que el agua agregada se distribuya uniformemente.



- e) Usando el cucharón se vacía en el cilindro proctor, previamente armado con su extensión, material suficiente para obtener una capa floja de unos 8 cm de espesor.



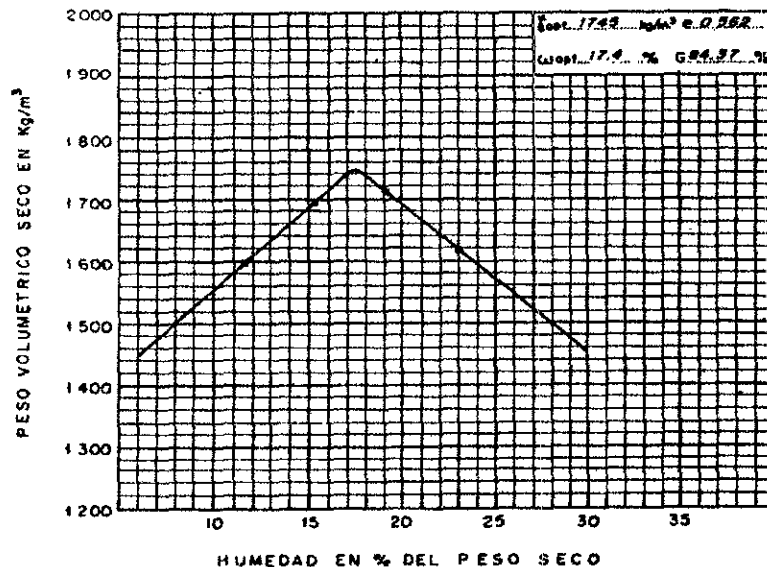
- f) Esta capa se compacta mediante 20 golpes de pisón, procurando repartirlos en toda su superficie y usando la guía metálica para que la altura de caída sea la misma. Los golpes de pisón se dan levantando éste hasta el nivel superior de la guía y dejándolo caer libremente.



- g) Se vuelve a vaciar material en el cilindro para tener una segunda capa que, agregada a la primera, llegue a una altura total de unos 11 o 12 cm, compactándola del mismo modo que la primera.
- h) En idéntica forma se procede con la tercera capa, procurando que una vez compactado el material, la superficie esté 1 ó 2 cm arriba del ensamble en la extensión.
- i) Al terminar la compactación de las tres capas, con una espátula de cuchillo se recorre el perímetro interior de la extensión y se quita cuidadosamente ésta para despegar el material, enrasando la muestra al nivel superior del cilindro y rebanando el material sobrante con la espátula de cuchillo o bien con el enrasador.
- j) Se limpia exteriormente el cilindro y se pesa con la muestra compactada en el platillo de la balanza, aproximando la lectura hasta los 5 g. El peso obtenido se anota en el registro de calculo de la columna peso cilindro + tierra.
- k) En una cápsula de porcelana o vidrio refractario, previamente numerada y tarada, se toma una porción de la muestra compactada, aproximadamente 100g y se pesa al 0.10g en la balanza de torsión, anotando este valor en la columna tara + muestra húmeda.
- l) Se desarma el cilindro proctor con objeto de extraer fácilmente el material, devolviéndolo a la charola.
- m) El material se desmenuza, picándolo con una espátula de abanico y cuando está bien desmoronado se le agrega agua en cantidad suficiente para aumentar el contenido de humedad de un 2% a un 5% aproximadamente, dependiendo del tipo de material. Se repiten los pasos de d) a l) inclusive, obteniendo así un nuevo punto de la gráfica de humedad contra peso volumétrico seco. Para poder definir las condiciones optimas del material es necesario efectuar cuatro o cinco veces los pasos del d) al l), incrementando en cada ensayo el contenido de agua.
- n) Todas las cápsulas que contiene la muestra húmeda de cada ensayo se colocan dentro de un horno a 110°C, durante 18 horas mínimo. Transcurrido este lapso, se retiran del horno, dejándolas enfriar dentro de un desecador y se pesan, registrando el valor en la columna tara + muestra seca, del renglón correspondiente.

Siguiendo las instrucciones que aparecen en el registro de calculo, se encuentran los valores necesarios para construir la gráfica Pesos volumétricos secos- Contenidos de agua. Esta gráfica se dibuja en la forma que se muestra en la tabla. De ella se definen los valores óptimos del material que corresponden al peso volumétrico seco optimo y su humedad.

PESO CILIN + TIERRA W + T : W _N	T HÚMEDA W _N : W - T	MUESTRA PARA OBTENCIÓN DEL CONTENIDO DE AGUA						W _N COMPARADO CON EL W _S	W _N TARA HÚMIDA	W _S TARA SECA	W _N - W _S V
		TARA	PESO TARA	PESO HÚMEDO	PESO SECO	W _N PESO HÚMIDO	W _S PESO SECO				
5.410	1.755	50	549	160	149.1	10.3	99.2	11.6	1.573	1599	
5.580	1.925	33	559	160	146.2	13.8	90.3	15.3	1.669	1696	
5.660	2.005	53	563	160	143.4	16.6	87.1	19.1	1.683	1710	
5.615	1.980	23	55.6	160	140.6	19.4	84.0	23.1	1.592	1618	



Prueba proctor modificada.

Debido al rápido desenvolvimiento del equipo de compactación de campo comercialmente disponible, la energía específica de compactación en la prueba proctor estándar empezó a no lograr representar en forma adecuada las compactaciones mayores que podían lograrse con dicho equipo. Esto condujo a una modificación de la prueba aumentando la energía de compactación, de modo que conservando el número de golpes por capa se elevo el número de estas de 3 a 5, aumentando al mismo tiempo el peso del pisón y la altura de caída del mismo. Las nuevas dimensiones son 4.5 kg y 47.5 cm respectivamente. La energía específica de compactación es ahora de $27.2 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$, sobre la base del molde utilizado es el mismo que en la prueba proctor estándar.

Obviamente el peso específico máximo obtenido con esta mayor energía de compactación resultara mayor al obtenido en la prueba proctor estándar y, según la discusión precedente entorno al contenido inicial de agua, la nueva humedad óptima será ahora menor que en aquel caso.

1.2.2 Determinación de los límites de consistencia.

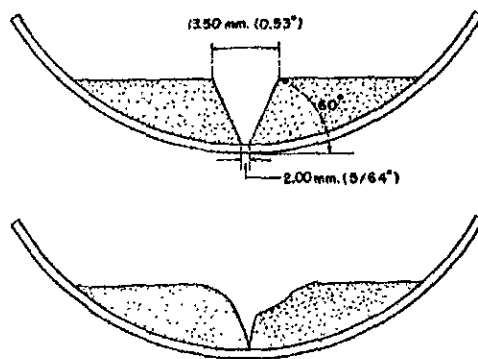
Las propiedades de un suelo formado por partículas finamente divididas, como una arcilla no estructurada, dependen en gran parte de la humedad. El agua forma una película alrededor de los granos y su espesor puede ser determinante de comportamientos diferentes del material. Cuando el contenido de agua es muy elevado, en realidad se tiene una suspensión muy concentrada, sin resistencia estática al esfuerzo cortante; al perder agua, va aumentando esa resistencia hasta alcanzar un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable; si el secado continúa, el suelo llega a adquirir las características de un sólido, pudiendo resistir esfuerzos de compresión y tensión considerables.

Arbitrariamente Atterberg marco las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales granulares muy finos fijando los siguientes límites:

- Líquido- es la frontera entre el estado líquido y el plástico.
- Plástico- es la frontera entre el estado plástico y el semisólido.
- Contracción- separa al estado semisólido del sólido.

A estos límites se les conoce como límites de consistencia.

El límite líquido LL lo fija el contenido de agua (expresando en porcentaje del peso seco), que debe tener un suelo remoldeado para que una muestra del mismo, en que se haya practicado una ranura de dimensiones estándar, al someterla al impacto de 25 golpes bien definidos, se cierre sin resbalar en su apoyo.



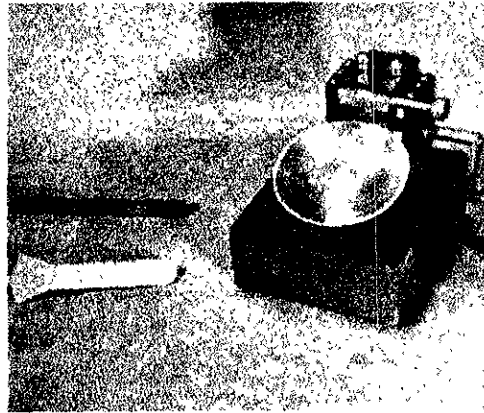
El límite plástico LP lo fija el contenido de agua con el que comienza a agrietarse un rollo formado con el suelo, de aproximadamente 3.2 mm de diámetro, al rodarlo con la mano sobre una superficie lisa no absorbente, que puede ser una placa de vidrio.



La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico se llama índice de plasticidad y es una propiedad índice del suelo

Equipo

- Dispositivo de Casagrande para determinar el límite líquido, incluyendo la solera plana de un centímetro de espesor y el ranurador plano.
- Espátulas, cápsula de porcelana, malla número 40 (0.420mm), vidrios de reloj, mortero y piseta.



- Horno a temperatura constante de 105°C.
- Balanza Ceno de 32 brazos y aproximación de 0.01g o balanza eléctrica de características similares.
- Mercurio, cápsulas de Petri, charola de plástico con recipiente para determinar volúmenes, balanza de torsión de 1kg con marco de pesas y brocha.
- Frascos de vidrio de 100 a 200 cm³.

Preparación de la muestra.

Las pruebas de consistencia se hacen solamente con la fracción de suelo que pasa por la malla núm. 40, para determinar cuál proceso conviene, se seca al horno una muestra de material y se presiona con los dedos; si se desmorona fácilmente, se usa el método de separación en seco (indica que el material es limoso), en cambio si la muestra ofrece resistencia y los granos no pueden separarse, se requiere hacer la preparación con ayuda del agua (indica que el material es arcilloso).

Método seco.

- a) Se desmenuzan 150 g de suelo en un mortero, teniendo cuidado de no llegar a romper los granos.
- b) Se pasa el material a través de la malla núm. 40, desechando el que quede retenido.
- c) Se agrega agua a la muestra con ayuda de una piseta, y con una espátula de cuchillo se mezcla perfectamente hasta obtener una pasta suave.

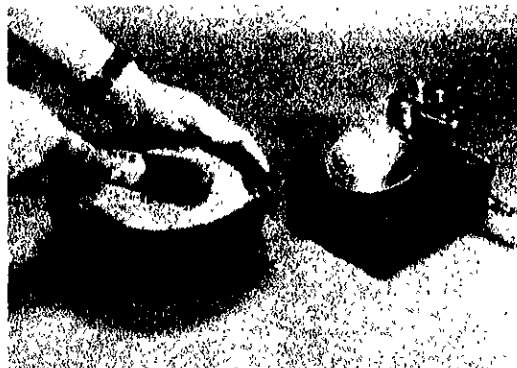
- d) Se guarda la muestra humedecida 24 horas mínimo para que la humedad se distribuya uniformemente; esta operación debe repetirse con diferentes grados de humedad, incluyendo una que este cerca del límite plástico.

Método húmedo.

Del material que pasa la malla número 40 se deja evaporar hasta que tome la consistencia de una pasta suave y posteriormente se guardan los frascos de las muestras, incluyendo la porción que corresponde al límite plástico.

Determinación del límite líquido.

- a) Antes de usar la copa de Casagrande deberá ser ajustada para que ésta tenga una altura de caída de 1cm. En la copa del aparato se marca el centro de la huella que se forma al golpear con la base.
- b) Se da vuelta a la manija hasta que la copa se eleve a su mayor altura y se fija con unos tornillos para evitar que ésta se modifique.

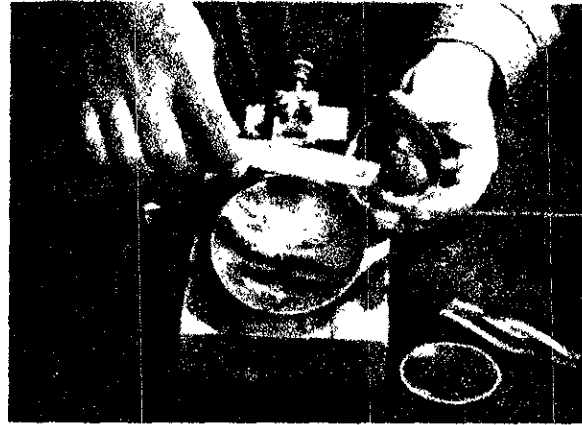
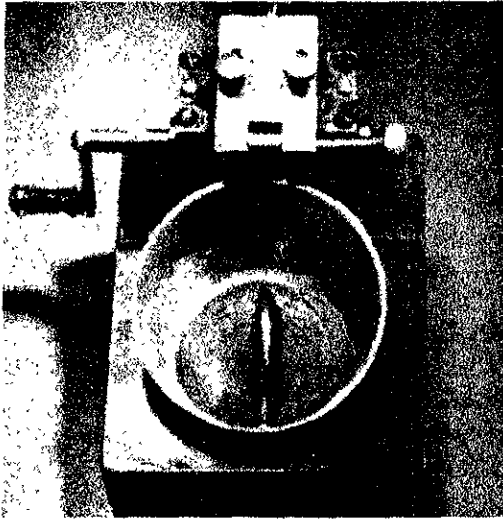


- c) Del material que se preparo y guardo en frascos, se pone en la copa una cantidad de aproximadamente 50 g, previamente mezclada hasta que quede homogénea. Con una espátula se dispone el material de modo que siendo la superficie superior plana, su espesor máximo sea de 1 cm



- d) Se pone la punta del ranurador en la parte superior y al centro de la muestra, colocando la herramienta perpendicular a al superficie de la copa.
- e) Se hace una ranura en el centro de la muestra con la cuchilla.
- f) Se da vuelta a la manija a razón de 2 golpes por segundo contando el número de golpes requeridos hasta que se cierre el fondo de la ranura en una distancia de 1.2 cm aproximadamente.
- g) Con la espátula se mezcla el material y se repiten las operaciones c) d) e) y f), si el número de golpes coincide con el anterior, o su diferencia es de un golpe, se anota el resultado en el registro, promediando en el segundo caso.

- h) Se ponen aproximadamente 30g de la porción de la muestra que esta próxima a la ramura en un vidrio de reloj.
- i) Se engrapan los vidrios, es decir, se coloca de manera opuesta un vidrio sobre otro y se coloca un broche.



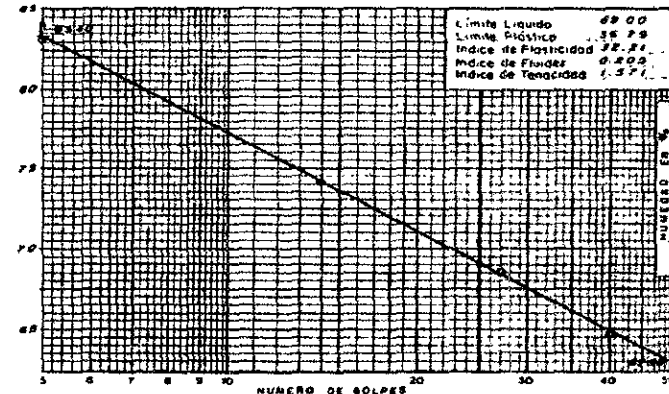
- j) Se pesa con una aproximación de 0.01 g anotando el valor en la columna tara + muestra húmeda y en el mismo renglón se registra el número de la tara y su peso correspondiente.
- k) Se repiten los pasos desde c) hasta j) tomando muestras diferentes, para ir variando la consistencia del material.
- l) Todos los vidrios de reloj conteniendo las muestras tomadas, se introducen en el horno a 110°C, durante 18 horas, una vez secas se ponen dentro de un desecador para que se enfríen; después se pesan y se anota el valor en la columna tara + muestra seca
- m) Se siguen los pasos necesarios para obtener la cantidad de agua en %, correspondiente a cada numero de golpes contra humedad en % en el rayado semilogaritmico.

El límite líquido (LL) se encuentra donde el contenido de agua en la curva corresponda a 25 golpes.

LIMITE LIQUIDO								LIMITE PLASTICO						
TARA Nº	TARA + MUESTRA HUMEDA	TARA + MUESTRA SECA	PESO TARA	PESO AGUA	PESO SECO	CANTIDAD DE AGUA EN %	NUMERO DE GOLPES	TARA Nº	TARA + MUESTRA HUMEDA	TARA + MUESTRA SECA	PESO TARA	PESO AGUA	PESO SECO	CANTIDAD DE AGUA EN %
18	36.38	29.16	17.93	7.24	11.91	60.38	20	42	33.88	33.88	27.70	6.17	3.79	37.48
17	37.30	23.48	17.91	7.88	11.51	68.48	27	48	38.38	37.00	38.78	1.58	4.21	38.10
16	42.04	31.88	18.18	10.88	13.88	78.47	16							
46	46.73	38.03	23.34	9.70	11.71	83.17	8							

Clasificación del material: *Limo, compacto*

... 85 % con respecto al total, del material menor que la malla Nº 40

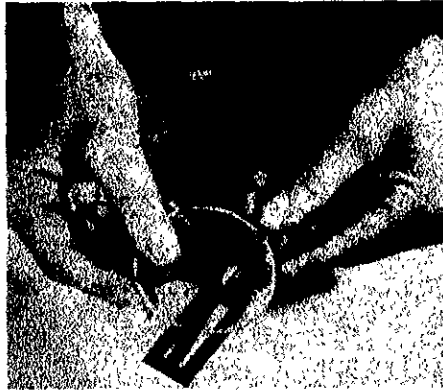


Determinación del límite plástico.

- a) Se toma la mitad de la muestra separada en el frasco, procurando que tenga una humedad óptima de la prueba proctor, se rueda con la mano en una superficie lisa, hasta formar un cilindro de 3.2mm de diámetro y 15cm aproximadamente de largo.
- b) Se amasa la tira y se vuelve a rodar, repitiendo la operación tantas veces como se necesite para reducir, la humedad por evaporación, hasta que el cilindro empieza a endurecer.



- c) El límite plástico se alcanza cuando el cilindro se agrieta al ser reducido aproximadamente a 3.2mm de diámetro.
- d) Se divide el cilindro y se ponen los pedazos entre dos vidrios de reloj engrapándolos con su broche.



- e) Se pesa en la balanza de 0.01 g de precisión y se registra este valor en la columna tara + muestra húmeda (tabla de la página anterior), asimismo se anota el número de tara y su peso en las columnas respectivas.
- f) Con la otra mitad de la muestra se repiten los pasos de a) hasta e) para comprobar la determinación anterior.
- g) Se introducen las muestras tomadas en el horno durante 18 horas mínimo para su evaporación, se sacan y se dejan enfriar dentro de un desecador, se pesan anotando el valor en la columna tara + muestra seca.
- h) Con los datos anteriores se calcula el contenido de agua en %. Si la diferencia de los porcentajes no es mayor de 2 se promedian y en caso contrario se repite la determinación. El promedio es el valor en % del límite plástico LP.

Índice de plasticidad.

Este índice I_p se define como:

$$I_p = LL - LP$$

Donde:

- I_p - es el índice de plasticidad
- LL- es el límite líquido
- LP- es el límite plástico

Carta de plasticidad.

Ahora bien, una vez que tenemos los valores de los índices de consistencia, éstos nos ayudarán a clasificar e identificar el suelo a través del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo atribuyéndole las del grupo en que se sitúe.

El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas.

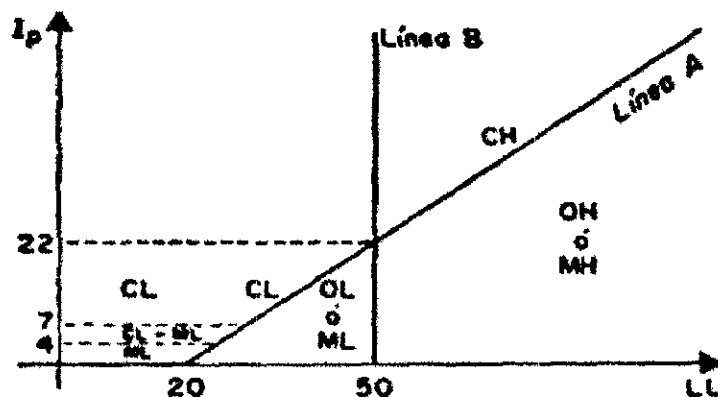
La fracción gruesa se subdivide en gravas y arenas, teniendo como frontera la malla número 4. La fracción fina se subdivide en grupos, tomando en cuenta sus características de plasticidad, las cuales están relacionadas con las propiedades mecánicas e hidráulicas.

Una de las propiedades que más influyen para la formación de estos grupos es la compresibilidad, la cual está íntimamente ligada con las características de plasticidad, específicamente con el valor del límite líquido. La compresibilidad aumenta con el valor del límite líquido, permaneciendo todos los demás factores constantes.

Un hecho fundamental que demostró la investigación de Casagrande es que, en la representación de los suelos en una carta de coordenadas LL vs I_p , los suelos finos no adoptan una distribución caprichosa, sino que se agrupan de un modo específico; de manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas cualitativamente definidas.

Los suelos cuyas partículas finas exhiben mayores características de plasticidad son aquellos situados en líneas inclinadas en la parte superior de la gráfica; los suelos con alto contenido de materia orgánica, así como aquellos que contienen finos de baja plasticidad se sitúan en zonas bajas.

Esto dio origen a que se fijara una línea que sirviera de frontera entre los grupos de suelos mencionados. Esta línea, empíricamente obtenida, pasa por los puntos (20,0) y (50,22) y es comúnmente conocida como línea A. Esta línea y la vertical trazada por el punto (50,0), línea B, dividen la gráfica en cuatro zonas que son las que se consideran en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.



En la carta de plasticidad el símbolo se forma por dos letras mayúsculas, dando lugar a las siguientes divisiones:

- a) Limos inorgánicos, de símbolo M.
- b) Arcillas inorgánicas, de símbolo C.
- c) Limos y arcillas orgánicas, de símbolo O.

Cada uno de estos tres tipos de suelo se subdivide según su límite líquido en dos grupos: si éste es menos del 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo la letra L (low compressibility), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor del 50%, o sea de alta compresibilidad, lleva después del símbolo la letra H (high compressibility), teniéndose así los grupos MH, CH y OH.

También es preciso tener en cuenta que el término compresibilidad, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, pues éste puede estar seco parcialmente o preconsolidado. A continuación presentamos una tabla para el mejor entendimiento de los diferentes grupos en los que se constituye la carta de plasticidad.

Símbolo	Nombres típicos	Resistencia en estado seco (Características al rompimiento)
ML	<i>Limos orgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.</i>	Nula a ligera
CL	<i>Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.</i>	Media a alta
OL	<i>Limos orgánicos y arcilla limosas orgánicas de baja plasticidad.</i>	Ligera a media
MH	<i>Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos.</i>	Ligera a media
CH	<i>Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.</i>	Alta a muy alta
OH	<i>Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.</i>	Media a alta
PT (el límite líquido de estos suelos suele estar entre 300% y 500%, quedando su posición bajo la línea A)	<i>Turba y otros suelos altamente orgánicos.</i>	

1.2.3 Prueba de consolidación unidimensional.

La deformación de la mayoría de los suelos, aún bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales, además, esa deformación no se produce usualmente en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo.

Otra diferencia entre los materiales estructurales y los suelos estriba en el hecho que en los primeros la deformación es principalmente resultado de un cambio de forma sin cambio de volumen, mientras que en los suelos ambos fenómenos son importantes. En algunos problemas, particularmente en el asentamiento de

edificios construidos sobre arcilla, la deformación debida al cambio de volumétrico en los estratos de suelo subyacente, es mucho más importante que la deformación debida a cambio de forma.

Las relaciones esfuerzo—deformación no se buscan en el resultado numérico de un cálculo, pues se reconoce que hoy no existe uno confiable, sino en la observación de una prueba planteada con esperanza de reproducir fielmente la realidad.

Normalmente en los aparatos de compresión triaxial (que se verán mas adelante), dos de los esfuerzos principales son iguales y se producen por la presión de un líquido que rodea a un espécimen cilíndrico o prismático. Si esta prueba de compresión se ejecuta sin presión de líquido y en forma similar a la que se realiza sobre un espécimen cilíndrico de concreto, se llama prueba de compresión simple.

La muestra no puede deformarse lateralmente como en el caso de las pruebas anteriores, pues este movimiento esta totalmente impedido por un anillo pudiéndose medir únicamente la relación entre esfuerzo, volumen y tiempo

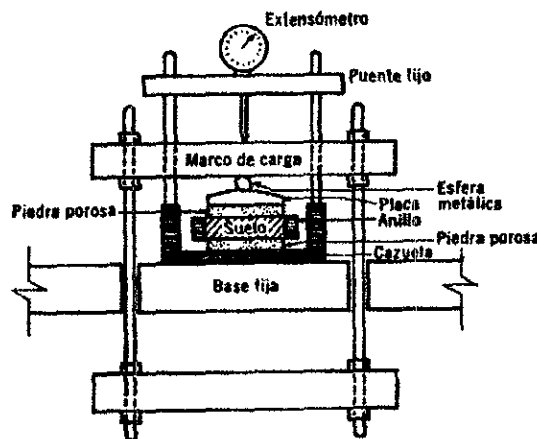
Las características de consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Se puede calcular así la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

El consolidómetro neumático Geotec es una modificación del aparato tradicional, el consolidómetro es del tipo de anillo flotante. El sistema de aplicación de la carga es accionado mediante presión de aire, la cual de controla mediante un regulador de presión constante, midiéndose directamente la carga con un anillo calibrado de la precisión y capacidad requeridas.

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada en forma de cilindro aplastado, la muestra se coloca en el interior de un anillo generalmente de bronce, que la proporciona un perfecto confinamiento lateral.

El anillo se coloca entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra. Las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo, el conjunto de coloca en la cazuela de un consolidómetro.

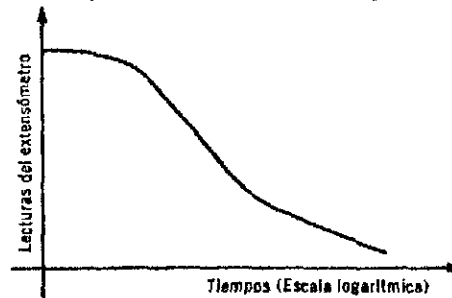
El consolidómetro mostrado en esta figura es del tipo "de anillo flotante", hoy principalmente usado y así llamado porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo.



Por medio del marco de carga mostrado en la figura, se aplican cargas a la muestra repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones del suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada

incremento obre por un periodo de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de tiempos transcurridos, en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado; en la figura se muestra la forma típica de una de estas curvas.



En rigor la prueba de consolidación tal como se realiza en un consolidómetro hace disminuir el volumen de la muestra por acortamiento de la altura, pero sin cambio en la sección transversal.

La popularidad de la prueba se debe a su facilidad respecto a una ideal en que solo hubiera cambio de volumen, prueba que sería difícil de realizar. Todo parece indicar que la compresibilidad volumétrica del suelo en el consolidómetro es similar a la que manifestaría en condiciones de aplicación de la misma presión por igual en todas direcciones.

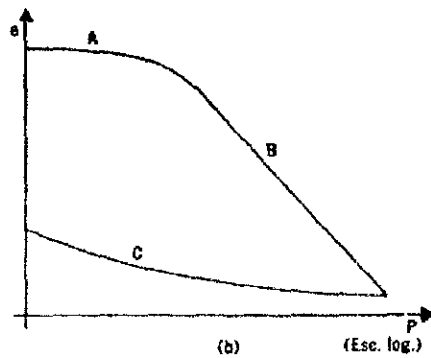
Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor evidentemente que el inicial, y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro, así como para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen.

En resumen, una vez aplicados todos los incrementos de carga se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen valores de presión actuante, en escala natural o logarítmica, y en cuyas ordenadas se anotan las correspondientes relaciones de vacíos en escala natural. Esta gráfica se llama "curva de compresibilidad" y se obtiene una por cada espécimen de suelo sometido a pruebas de consolidación.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes: el tramo A es una línea curva que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B. El tramo B es generalmente un tramo aproximadamente recto y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga correspondiente a la máxima presión sobre la muestra.

A partir de ese punto es común en la prueba de consolidación someter al espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se sujeta al espécimen a cargas decrecientes, permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen aunque éste nunca llega a su relación de vacíos inicial; el tramo C corresponde a esta segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula como es usual.

El tramo A de la curva de compresibilidad suele llamarse " tramo de recompresión ", el tramo B "tramo virgen" y el tramo C " tramo de descarga ".



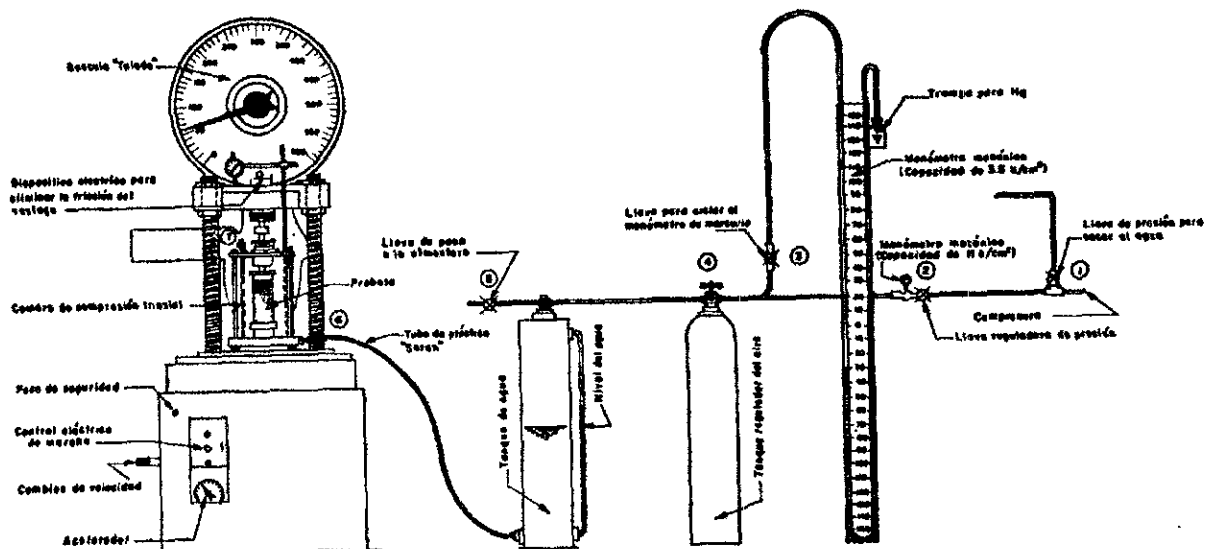
Cuando se someta una muestra de suelo natural a un solo ciclo de carga y descarga como es usual en la prueba normal de consolidación unidimensional, y se obtenga una gráfica del tipo de la figura, hay evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones correspondientes al tramo A ya han sido aplicadas al suelo en otra época, mientras que aquellas correspondientes al tramo B, son de magnitud mayor que las soportadas anteriormente, es decir el cambio entre A y B es la carga de preconsolidación, comúnmente denotada como p_c .

1.2.4 Pruebas de compresión triaxial.

Las pruebas de compresión triaxial se realizan con el propósito de determinar las características de esfuerzo—deformación y resistencia de los suelos sujetos a fuerzas cortantes, producidos cuando varían los esfuerzos principales que actúan sobre un espécimen cilíndrico del suelo que se trate. En los tipos más usuales del aparato de prueba, dos de los esfuerzos principales se producen por presión de un líquido que rodea el espécimen y, por lo tanto, son iguales.

A continuación se presenta un esquema de la cámara de compresión triaxial que se utiliza para realizar estas pruebas:

ESQUEMA DEL DISPOSITIVO PARA COMPRESION TRIAXIAL



La resistencia de un suelo al esfuerzo cortante, que en general se expresa mediante la fórmula de Coulomb, es un dato de primordial importancia para conocer el grado de estabilidad de las obras de tierra.

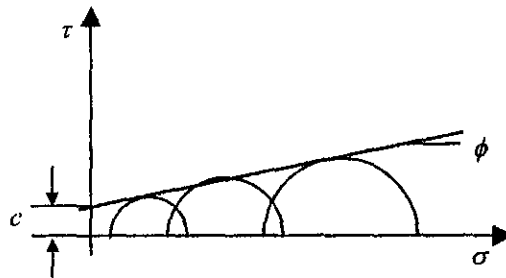
La formula de Coulomb es la siguiente:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

Donde:

- τ - resistencia al esfuerzo cortante.
- c - cohesión.
- σ - esfuerzo normal
- ϕ - ángulo de fricción interna.

Sustituyendo la envolvente de falla de los círculos de Mohr por una recta que se le aproxime, se tendrá que, en la gráfica de esfuerzos cortantes—esfuerzos normales, la cohesión es la ordenada al origen de dicha recta o sea la resistencia al cortante cuando no hay esfuerzo normal. El ángulo ϕ es aquel cuya tangente es la pendiente de la recta, con respecto al eje de esfuerzos normales.



Para conocer el comportamiento del material problema en diversos estados, lo cual necesario para análisis de estabilidad de cortinas, bordos, cortes y cimentaciones, es necesario llevar a cabo los distintos ensaye de compresión triaxial que enseguida se enumeran:

- a) Prueba No Consolidada, No Drenada (UU).
- b) Prueba Consolidada, No drenada (CU).
- c) Prueba Consolidada, Drenada (CD).

Estas pruebas reproducirán en laboratorio las condiciones a las que está sujeto el suelo en forma natural, esto es, el tipo de suelo y las cargas a las que se ha sido sometido en su historia geológica. Las muestras para realizar estas pruebas serán inalteradas y se tomarán del estrato en donde consideremos que el suelo es más propenso a la falla.

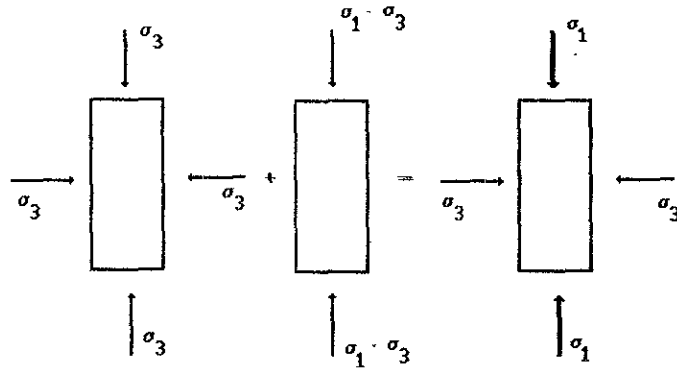
Para lograr una mejor interpretación de los resultados que arrojen estas pruebas se realizarán tres ensayos en donde la carga varíe de acuerdo al parámetro que tengamos de la carga que actuara debido a la cimentación de ese suelo. Si tenemos una carga actuante " q_a ", una de las pruebas se realizará con un esfuerzo menor a q_a , la segunda con un valor aproximado y la tercera con un esfuerzo mayor.

Prueba no consolidada no drenada (UU).

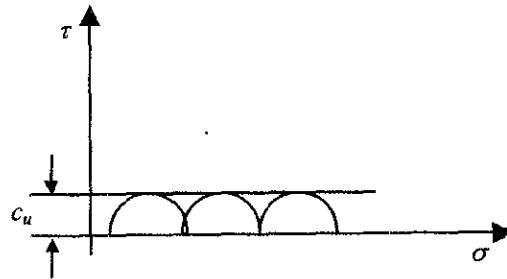
Esta prueba se utiliza principalmente para obtener datos que nos ayudarán en el proceso de excavación y construcción en arcillas normalmente consolidadas y que, por sus características propias o por su cercanía a estratos impermeables, no drenen fácilmente.

Una vez que se ha labrado el cilindro de suelo para realizar la prueba, se coloca en la cámara triaxial, se sujeta a un esfuerzo de confinamiento que será producido por el agua que rodea al espécimen y, como el nombre de la prueba lo menciona, en ningún momento se drenará el suelo, o sea que la válvula de drenaje de la cámara triaxial permanecerá cerrada en toda la prueba. En esta primera etapa la presión de poro inicial del suelo se aproximará al esfuerzo de confinamiento.

PRUEBA NO CONSOLIDADA - NO DRENADA (UU)



En las etapas siguientes se aplicarán esfuerzos desviadores (para provocar esfuerzos cortantes) hasta un incremento en el que nuestro espécimen falle. En la gráfica de Mohr, c_u será la ordenada que cruza la envolvente de falla.



Como se ve en la gráfica de esfuerzos normales—esfuerzos cortantes, en la recta que envuelve los círculos de las diferentes pruebas, su ordenada al origen representa la cohesión aparente (o cohesión no drenada) del suelo, dato primordial con el cual se harán todos los diseños de cimentación que se pretendan en este tipo de suelo.

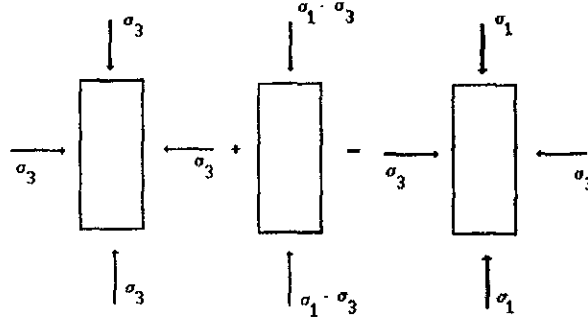
Es de notar que los círculos no cambian de tamaño, esto sucede porque la relación de vacíos “e” no cambia, es decir, la relación que existe entre el volumen de vacíos y su volumen de sólidos permanece constante debido al proceso en sí de la prueba, puesto que no existe drenaje.

Prueba consolidada, no drenada (CU).

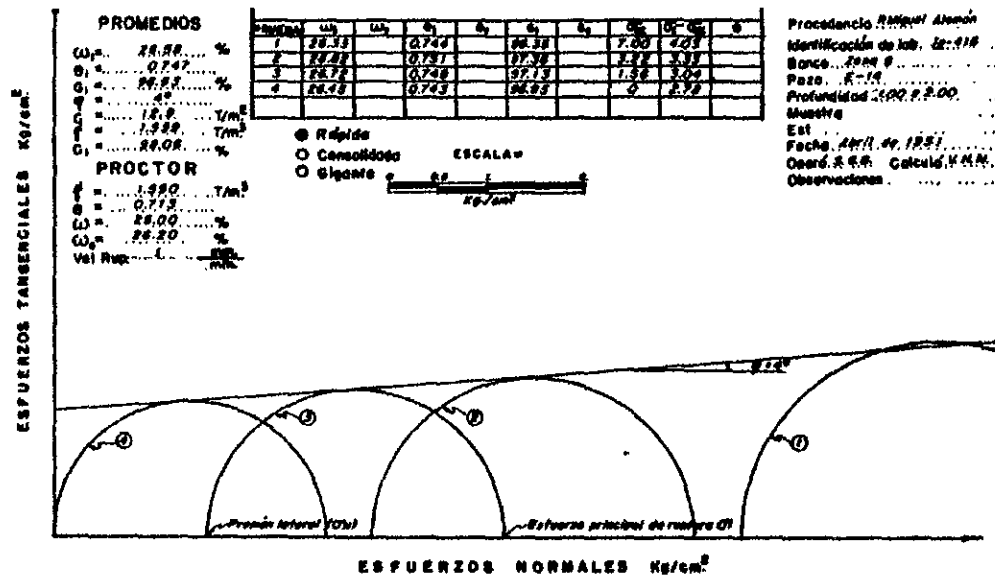
Esta prueba se realiza para obtener datos sobre el diseño de cimentaciones, en suelos consolidados como pudiera ser un suelo en condición de operación o uno en donde existió una construcción y que no se drenará en un corto plazo. Se realiza comúnmente en suelos areno—arcillosos que no tienen posibilidad de drenaje a corto plazo.

Una vez que se tiene el espécimen en la cámara triaxial, de igual forma que en la prueba anterior se someterá a esfuerzos de confinamiento con la diferencia de que la presión de poro del suelo será distinta a la presión de confinamiento; de igual forma, en todo el proceso la válvula de drenaje permanecerá cerrada.

PRUEBA CONSOLIDADA-NO DRENADA (CU)



En las etapas siguientes se ejercerán sobre la prueba incrementos en el esfuerzo desviador hasta ocasionarle la falla, o sea, cuando se presenta un ϕ . La gráfica que resulta de esta prueba tiene aproximadamente la siguiente forma:

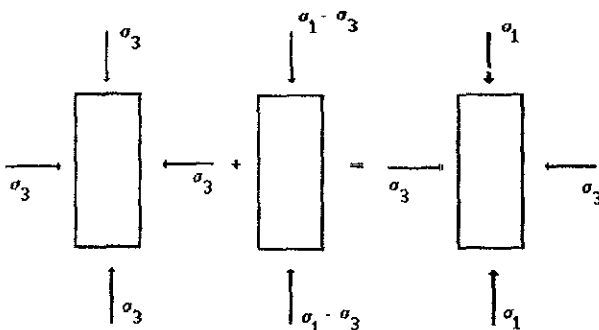


En la recta que envuelve a los círculos de Mohr, la ordenada al origen representa, como en la prueba anterior, la cohesión del suelo, y el ángulo de ésta con la horizontal representa el ángulo de fricción del material, como se puede ver la resistencia del material aumenta en el proceso de la prueba, esto se debe a que la presión de confinamiento también aumenta, presentándose una acción conjunta entre el suelo y el agua. Para entender mejor este fenómeno, se podría decir que la probeta es como una columna y el esfuerzo de confinamiento una camisa de acero que la rodea.

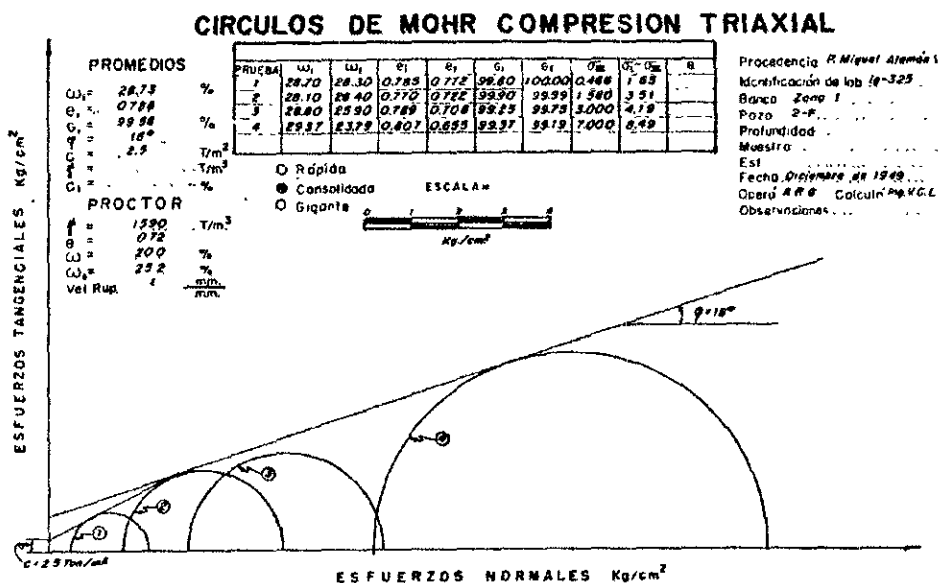
Prueba consolidada drenada (CD).

Esta prueba se realiza en suelos arenosos o con grava, que ya han sido consolidados artificial o naturalmente y son propensos a drenarse rápidamente. En la primera etapa, como en las anteriores pruebas, el espécimen se someterá a esfuerzos de confinamiento, una diferencia importante con las demás pruebas es que durante el proceso siempre se estará drenando a la muestra. De ahí que los resultados de cohesión, ángulo de fricción interna y esfuerzo principal sean todos efectivos.

PRUEBA CONSOLIDADA-DRENADA (CD)



Como en las anteriores, se aplicarán incrementos de esfuerzo hasta llegar a la falla, obteniendo una gráfica semejante a la que se muestra:

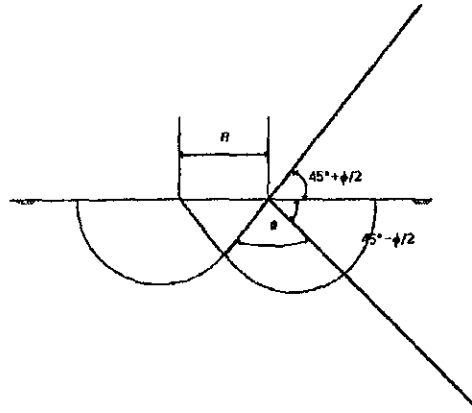


De igual modo que en la prueba anterior, la ordenada al origen representa la cohesión y el ángulo que forma la recta con una horizontal se denominará el ángulo de fricción interna, solo que en este caso, todos estos datos serán exclusivamente por la intervención del suelo sin tomar en cuenta en lo absoluto la ayuda del agua para su capacidad de carga. (esfuerzos efectivos).

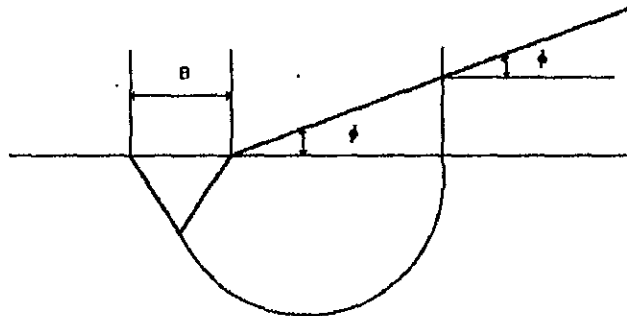
1.3. Estudio de capacidad de carga.

Una vez que tenemos los datos de las pruebas triaxiales, éstos nos servirán para determinar la capacidad de carga del terreno donde se desplantará la estructura, pero antes hay que establecer ciertos antecedentes para entender mejor el fenómeno.

Las superficies de falla de un cimiento somero, de acuerdo con la teoría de Prandtl tienen la siguiente forma:



En un cimiento profundo la superficie de falla se extiende arriba del nivel de desplante del cimiento, algunos autores consideran que la superficie de falla se extiende hasta que se vuelve vertical, lo que ocurre cuando el radio vector forma un ángulo ϕ



La teoría de Prandtl se aplica en arenas de alta compacidad o en arcillas de consistencia firme, en las que la compresibilidad es baja. En arcillas blandas o arenas sueltas no se alcanza a desarrollar completamente la superficie de falla

La teoría de Prandtl con ayuda de la fórmula de Skempton nos ayuda a establecer parámetros para la capacidad de carga de un suelo cualquiera, es decir, responde a la pregunta de ¿Cuanto peso tolera el suelo?.

De acuerdo con Skempton en un suelo puramente cohesivo se tiene:

$$p_v = \gamma D_f$$

$$q_{ad} = c_u N_c + \gamma D_f$$

Donde

- p_v - es la presión del suelo circundante
- q_{ad} - es la carga admisible del suelo.

Lo que en el RCDF se traduce como:

$$\frac{\sum QF_c}{A} < c_u N_c F_R + p_v$$

Donde:

- QF_c - suma de acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su factor de carga.
- A - área del cimiento en m^2 .
- p_v - presión vertical a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m^2 .
- c_u : cohesión aparente (obtenida de pruebas de compresión triaxial), t/m^2 .
- N_c : coeficiente de capacidad de carga relacionado a la cohesión, dado por:

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

- D_f - Profundidad de desplante en m
- B - Ancho de la cimentación.
- L - Longitud de la cimentación.
- Para $D/B < 2$ y $B/L < 1$

En caso de que D/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se consideraran iguales a 2 y 1, respectivamente.

Ahora bien, en el caso de suelos friccionantes, la fórmula de capacidad de carga la define el RCDF como:

$$\frac{\sum QF_c}{A} < \left[\overline{p_v} (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v$$

Donde:

$$N_q = e^{(\pi \tan \phi)} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

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

Siendo N_q y N_γ factores de la capacidad de carga, asociados a la carga $\overline{p_v}$ provocada por construcciones aledañas pero que no es por efecto del suelo y el peso volumétrico del suelo respectivamente.

Por lo anterior, la ecuación de capacidad de carga para suelos cohesivos friccionantes se obtiene al tomar en cuenta el fenómeno de la cohesión a través del termino cN_c .

$$\frac{\sum QF_c}{A} < \left[cN_c + \overline{p_v} (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v$$

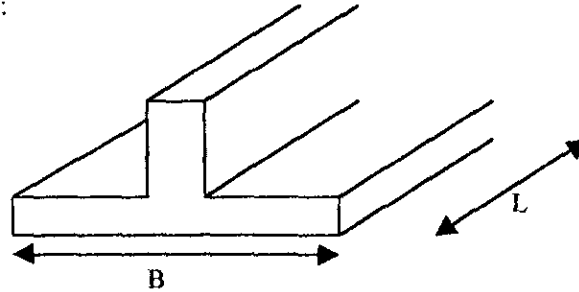
Es de notar que todas las fórmulas anteriores se utilizan para calcular la capacidad de carga en zapatas corridas, pero estas fórmulas se modifican ligeramente con factores de corrección de forma f_q y f_γ en zapatas aisladas, quedando:

$$\frac{\Sigma QF_c}{A} \left\langle \left[\overline{p}_v (f_q N_q - 1) + \frac{\gamma B f_\gamma N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \right\rangle$$

Y se valúan con las siguientes expresiones:

$$f_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \Phi$$

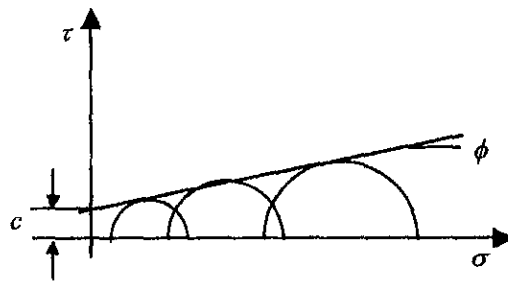
$$f_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$



En la primera expresión se utiliza un ángulo Φ , éste valor se calcula con

$$\Phi = \text{ang } \tan(\alpha \tan \phi)$$

Donde ϕ se obtiene de la siguiente gráfica:



y α depende de la compactación relativa de la siguiente forma:

Si $D_r < 0.7$	$\alpha = 0.67$
Si $D_r \geq 0.7$	$\alpha = 1.00$

Recordando que:

$$D_r = \frac{e_{max} - e_{nat}}{e_{max} - e_{min}}$$

Siendo:

- e_{max} - la relación de vacíos del suelo en su estado más suelto
- e_{min} - la relación de vacíos del suelo en su estado más compacto
- e_{nat} - la relación de vacíos del suelo en su estado natural

En las desigualdades que acabamos de ver para los distintos tipos de suelo, se enfrentan dos valores: el peso que aplica la estructura y el peso que tolera el suelo, obviamente, en una revisión del diseño de la cimentación, el primer término tiene que ser el menor; pero cuando lo que se busca es dar un parámetro para diseñar la edificación, sólo se resuelve el término que es inherente al suelo, haciendo suposiciones del tipo y dimensiones de la cimentación propuesta (en este paso, la experiencia del diseñador es muy importante) para así tener un punto de partida para nuestros cálculos.

Esto se verá con mayor claridad en el ejemplo tomado del estudio de mecánica de suelos de nuestra edificación en cuestión.

1.4. Interpretación de datos “Retorno Julieta”

A continuación se escriben los resultados arrojados por el estudio de mecánica de suelos de nuestro caso particular: proyecto “Retorno Julieta”, conjuntamente con la interpretación necesaria para entender y justificar las acciones posteriores del diseño y construcción de la cimentación de esta edificación.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.

1.-Introducción.

Se proyecta la construcción de una casa habitación en el predio ubicado en el número 17 de la calle Retorno Julieta, en la colonia real de las lomas, en México D.F.

Con la finalidad de determinar las características del subsuelo del lugar, para definir el tipo de cimentación adecuada para la estructura, se solicitó el estudio de mecánica de suelos correspondiente.

Este estudio, así como sus resultados e interpretaciones, fue hecho conociendo el proyecto arquitectónico de la edificación en cuestión. Así, se proponen las conclusiones y recomendaciones acorde a los lineamientos arquitectónicos.

2.-Trabajos realizados.

Se llevo a cabo la excavación de tres pozos a cielo abierto, así como la obtención de muestras inalteradas provenientes de estos pozos. Las muestras de suelo se ensayaron en el laboratorio para determinar sus propiedades índice tales como sus límites de consistencia, contenido de agua, peso volumétrico, grado de saturación, etc.

Estas pruebas son de suma importancia, primero para conocer en qué tipo de suelo se desplantará la obra, y después, para intuir el comportamiento del suelo con base en los conocimientos de geotecnia. Los resultados de las pruebas nos servirán para caracterizar al suelo de forma cualitativa y se obtienen siguiendo los procedimientos descritos en este capítulo.

Las muestras se sometieron a pruebas de compresión triaxial, para determinar su resistencia al esfuerzo cortante y así definir el tipo de cimentación y la capacidad admisible de carga de la misma. Estos resultados son los que se utilizan directamente en el diseño y consecuentemente deben realizarse con sumo cuidado, comprendiendo el fenómeno que se está analizando.

Se llevó a cabo una nivelación topográfica del terreno natural (toba arenosa), con la finalidad de determinar la profundidad de cimentación. Es importante definir la profundidad del material donde se va a cimentar, ya que sería desafortunado que el diseño se establezca con los parámetros de un determinado material y que nuestra cimentación trabaje con otro suelo, el cual posee menores propiedades mecánicas.

3.-Geología.

El predio se ubica en la zona de Lomas, de acuerdo a la clasificación de suelos del valle de México, ésta se caracteriza por la presencia de tobas arenosas, lahares, ignimbritas, brechas; todas de origen aluvial, las cuales son originadas por la erosión de los complejos volcánicos que circundan el Valle de México.

Es necesario conocer el origen de los depósitos de suelo donde se construirá, ya que en gran medida es un indicador de los materiales constituyentes de tal y nos sirven para tener una idea de sus ventajas o desventajas. Cabe recordar que antiguamente el valle de México era una gran cuenca formada por la aportación de diversos ríos, produciendo depósitos aluviales de materiales granulares en zonas altas y materiales finos en zonas de baja altura, con posibilidad de formar lagunas. El estudio de esta distribución originó las fronteras de los diferentes tipos de suelo marcados en el RCDF.

4.-Resultados.

Se determinó la presencia de gran cantidad de relleno con espesores de hasta 2 m; éste no presenta compacidad y se encuentra en estado suelto, por lo cual deberá ser eliminado en su totalidad. El relleno es un material con bajas propiedades mecánicas, por ende, no debe ser considerado para soportar una estructura; además puede contener materia orgánica que afecte su comportamiento mecánico.

Posterior a este material, se encontró toba arenosa, la cual presenta las siguientes propiedades:

Pozo	LL(%)	LP(%)	I _p (%)	w(%)	e	G _w (%)	G _s	γ (ton/m ³)	φ	v (kg/cm ³)	Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	E (kg/cm ²)	D _r	C _c
No.1	25.7	14.6	11.1	17.93	0.52	91.02	2.648	2.052	13°	1.12	15.18	65.81	19.01	48.15	0.7	0.14
No. 2	27.4	14.8	12.6	11.43	0.76	39.64	2.651	1.675	16°	0.74	8.96	70.04	21.00	35.31	1.0	0.16
No.3	<i>Este únicamente se clasificó con fines estratigráficos, determinándose la presencia del material de rellenos de muy baja consistencia, tratándose de arena y grava sin compactación, en un estado muy suelto</i>															

Ahora, con base en los resultados anteriores, sigue su interpretación:

- El material es cohesivo—friccionante, dado que en las pruebas triaxiales se obtienen tanto el ángulo de fricción como el valor de la cohesión. Además, en la granulometría del suelo, se tienen gravas, arenas y materiales finos, que pueden ser limos o arcillas.
- Los límites de consistencia nos indican que el suelo se encuentra compactado, dado que el límite líquido está cercano al límite plástico; recordando que la frontera entre el estado semisólido y el estado sólido es el límite plástico.
- Observando también los materiales constituyentes del suelo, podemos decir que es propenso a drenarse fácilmente, dado que las arenas y las gravas tienen esta propiedad.
- La compacidad relativa, D_r, nos indica que el suelo es de mediana a alta consistencia, ya que los valores oscilan entre 0.7 y 1.
- El índice de compresibilidad, C_c, es un indicador de que el suelo es de baja compresibilidad; esto también se intuye en los valores del contenido natural de agua y en la relación de vacíos, dado que estos valores son bajos.

Después de haber interpretado los resultados, se establecen las conclusiones.

5.-Conclusiones y recomendaciones:

- El predio se ubica en la zona de lomas, de acuerdo a la clasificación de suelos del valle de México. Dato importante en el diseño sísmico de la obra y en el tipo de cimentación.
- El material predominante es una toba arenosa de alta resistencia con gravas aisladas, como se observa en los resultados.
- Existe una gran cantidad de relleno, el cual presenta heterogeneidad y baja compacidad, por lo cual deberá ser eliminado en su totalidad y se deberá limpiar el terreno hasta encontrar la toba arenosa, siendo éste el terreno natural.
- Para que la cimentación de la estructura en proyecto trabaje adecuadamente, las losas existentes deberán ser demolidas, ya que se sustentan sobre el material de relleno anteriormente mencionado.
- No se recomienda utilizar material de relleno para lograr los niveles de piso proyectado, es más factible realizar cortes y utilizar losas que se soporten en muros.

5.1 Cimentación.

De acuerdo a los resultados obtenidos y a la observación y determinación de niveles en la obra, se recomienda una cimentación a base de zapatas aisladas. La capacidad de carga admisible de la cimentación recomendada es:

$$Q = 1.3cN_c + \gamma zN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

y

$$Q_{adm} = \frac{Q}{FS}$$

Donde.

- Q- es la capacidad de carga última, en ton/m².
- Q_{adm}- es la capacidad de carga admisible, en ton/m².
- FS- es el factor de seguridad, considerándolo igual a 4.
- c- es la cohesión del suelo.
- N_c, N_q y N_γ- son factores de la capacidad de carga.
- z- es la profundidad de desplante, en metros.
- B- es el ancho de la cimentación.

Con el fin de obtener un valor de capacidad de carga, sustituyendo en la ecuación anterior los valores correspondientes, se tiene:

TIPO DE CIMENTACION	PROFUNDIDAD	Q (ton/m ²)	Q _{adm} (ton/m ²)
ZAPATA AISLADA	1.5M PROM.	138.58	34.64

Estos valores de capacidad son preliminares y sirven para poder realizar el diseño estructural de la edificación, determinando el número de columnas (y por ende de zapatas) que bajarán hasta la cimentación y las dimensiones de las zapatas.

5.2 Empuje de tierra sobre muros

Los empujes de tierra son debidos a la masa de suelo y a la sobrecarga aplicada. Estos empujes se calculan con base en la teoría de Rankine y se denotan como sigue:

- E_s- será el empuje debido a la masa del suelo
- E_q- será el empuje debido a la sobrecarga que actúa alrededor de la edificación
- E_T- será la suma de los dos empujes anteriores

Para evaluar los empujes anteriores, se utilizan las siguientes expresiones:

$$E_s = K_a \gamma \frac{H^2}{2}$$

$$E_q = K_a q H$$

$$E_T = E_s + E_q$$

Donde:

- K_a- es el coeficiente de empuje de tierra activo, mencionado en la teoría de Rankine
- γ- es el peso volumétrico del suelo retenido
- H- es la altura del muro de retención
- q- es la sobrecarga de edificaciones vecinas

Para tener idea de los valores que pueden tomar los empujes, con el fin de iniciar el diseño de los muros de contención (de carácter preliminar), se obtienen los siguientes datos suponiendo que se retiene un suelo con propiedades semejantes al natural y una altura de muro de 4 m.

$$E_s = 10.12 \text{ ton/m}$$

$$E_q = 3.79 \text{ ton/m}$$

$$E_r = 13.91 \text{ ton/m}$$

Estos son datos por unidad de ancho. Se recomienda no utilizar material de relleno (comentado anteriormente) para lograr los niveles de piso proyectados.

Se deberán colocar drenes en las paredes de los muros con la finalidad de dar salida al agua pluvial, y así evitar empujes adicionales (*empuje hidrostático*) sobre la estructura.

5.3 Asentamientos.

Los asentamientos serán mínimos, considerando las características del suelo, su índice de compresibilidad, el peso de la estructura, la capacidad del terreno y el tipo de cimentación.

El cálculo de los asentamientos se hace con base en el área de cada una la zapata y la carga aplicada en éstas determinando la distribución de esfuerzos verticales debidos a la interacción de todas. Considerando que el suelo es de baja compresibilidad y muy compacto, se concluye que los asentamientos no serán significativos, ni se tendrán problemas por hundimientos diferenciales.

5.4 Sismo.

Se escriben a continuación las características que deben tomarse en cuenta cuando se haga el análisis por sismo:

- El predio se encuentra ubicado en la zona I, (Lomas).
- El suelo es de baja compresibilidad y por lo tanto, de baja deformabilidad.
- La capacidad de carga del terreno es relativamente alta, pero debe verificarse que los efectos dinámicos no sobrepasen tal capacidad.

Finalmente, el estudio de mecánica de suelos es el punto de partida para estimar propiedades cuantitativas del terreno, que nos servirán para poder diseñar la edificación que se pretenda construir en este predio.

2. Cimentación.

2.1 Tipos de Cimentación.

GENERALIDADES.

La filosofía para un mejor diseño y más económico de una cimentación determinada, depende altamente de una investigación preliminar cuidadosa del subsuelo por parte del ingeniero de cimentaciones. En este estudio deberán considerarse las fuerzas ambientales y las propiedades mecánicas del subsuelo en conjunto con el tipo de estructura de cimentación sobre la cual se van a apoyar las cargas.

El diseño de una cimentación debe cumplir con la capacidad de carga del suelo, con los hundimientos totales y diferenciales que marca el reglamento de construcciones y además, con los requisitos que demande el proyecto estructural y arquitectónico.

Con el objeto de seleccionar una cimentación se hará una revisión de los tipos principales de cimentación que se adaptan a las características de los diferentes suelos. En esta selección se supone que el ingeniero de cimentaciones está familiarizado con las propiedades índice y mecánicas generales de los suelos, y también con la forma en que se comportan los diferentes tipos básicos de estructuras de cimentación.

Así pues, la selección del tipo de cimentación debe efectuarse después de haber estudiado primeramente las propiedades índice, mecánicas e hidráulicas de los materiales del subsuelo para la localidad en cuestión, y segundo estimar el comportamiento mecánico probable que tendrá la estructura de cimentación elegida para las cargas que ésta deba soportar así como de los hundimientos permisibles totales y diferenciales. Es también de suma importancia considerar la disposición geométrica del edificio y las condiciones o requerimientos necesarios desde el punto de vista estructural y arquitectónico. En el caso de áreas o zonas sísmicas, deberán estudiarse las fuerzas de inercia que inducen los sismos en la masa del suelo, y consecuentemente en la estructura de la cimentación propuesta.

Las partes que conforman la estructura de un edificio son:

- Subestructura.
- Superestructura.

La subestructura tiene por objeto recibir las cargas vivas, muertas y accidentales que bajan a ella a través de la estructura y transmitir las al suelo portante.

La superestructura es la parte de la estructura que ligada a la subestructura, tiene por objetivo principal proporcionar espacios aprovechables para el fin asignado al edificio.

Se llama cimentación al conjunto formado por la subestructura, incluyendo en ella los pilotes o las pilas cuando los hubiere y el suelo en el que se desplanta.

Se denomina incremento de carga a la diferencia de presión que se ejerce en un suelo después de añadirle el peso del edificio y restarle el peso del material extraído.

Conocemos como capacidad de carga a la presión ejercida sobre el suelo, que al rebarsarse produce en él cualquier tipo de falla por mínima que sea.

Los tipos más comunes de cimentación en cualquier edificación se dividen de acuerdo a la profundidad de desplante en el suelo, y esto es resultado del tipo de suelo donde se encuentre la edificación y el uso que se le dará a la misma.

CIMENTACIONES	<i>SUPERFICIALES</i>	ZAPATAS AISLADAS. ZAPATAS CORRIDAS. LOSAS DE CIMENTACIÓN.
	<i>INTERMEDIAS</i>	CAJONES DE CIMENTACIÓN.
	<i>PROFUNDAS</i>	PILOTES DE PUNTA. PILOTES DE FRICCIÓN PILOTES MIXTOS. PILOTES CON MECANISMOS DE CONTROL. PILAS Y CILINDROS CAJONES PROFUNDOS

2.1.1 Zapatas

En estas cimentaciones la transmisión de carga del edificio al suelo es a través de la presión que ejerce la subestructura sobre él y corresponde a la suma de las cargas muertas, vivas y accidentales, la cual deberá ser menor que la capacidad de carga del terreno.

Zapatas aisladas

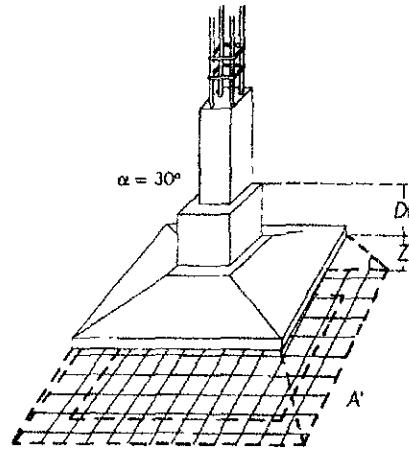
Es una ampliación de la base de una columna. Las escudría de la zapata generalmente es similar al de la columna, sobre todo cuando ésta es cuadrada o rectangular.

Es recomendable su uso cuando:

- La recepción de carga de la estructura es concentrada.
- El suelo tiene alta capacidad de carga y con solo ampliar el área de la columna, él la acepta sin fallar.
- No se esperan hundimientos diferenciales.
- Se ligan las zapatas mediante contratraves

Suposiciones y recomendaciones:

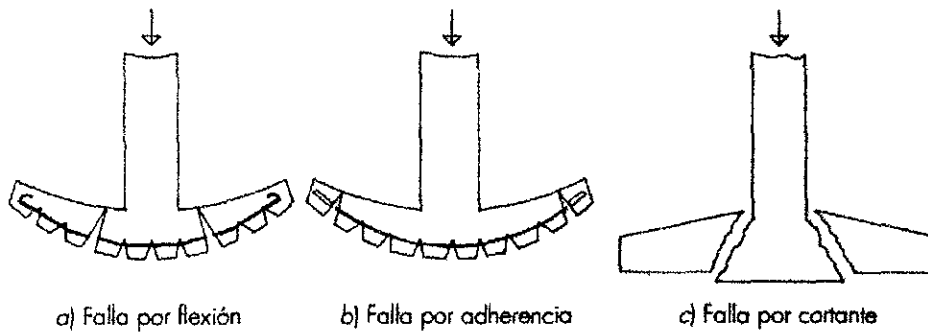
- Para mantener asentamientos pequeños, es forzoso que las zapatas transmitan presiones iguales o menores que la capacidad de carga del suelo.



- Es incorrecta la suposición de que a presiones iguales se producirán asentamientos iguales. Para una misma intensidad de carga las zapatas grandes se asientan más que las pequeñas, y las cuadradas más que las rectangulares
- Por simplicidad puede considerarse que la línea de transmisión del esfuerzo actúa formando un ángulo de 30° con la vertical.
- Si las zapatas están próximas entre sí habrá traslapes en los conos de presión. Una suposición conveniente es tomar la suma de las cargas actuante sobre el estrato deseado.

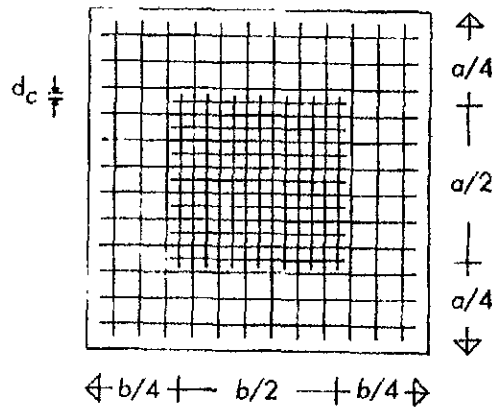
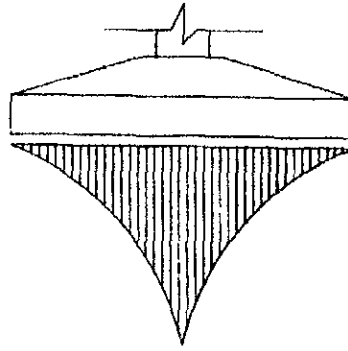
Al diseñar y construir merecen un especial cuidado:

1. La falla de penetración entre columna y zapata.
2. La falla por cortante en el suelo debido a la penetración de la zapata en él.
3. La falla a flexión en la zapata.
4. La falla por adherencia del acero.



El armado de las zapatas debe cumplir con lo siguiente:

- a) La losa de las zapatas cuadradas estará armada simétricamente en ambos sentidos.
- b) La separación entre varillas en la zona central será menor a la de la extrema generalmente al 50% de ella. Las áreas se forman dividiendo los lados en cuartas partes.



Cuando en la zapata hay una sola capa de armado, las escuadras del acero principal de la columna quedaran abajo de la parrilla. Se las dará una longitud mínima de 12 diámetros después del doblez.

- c) La parte de la columna enterrada deberá tener un recubrimiento del doble de la que esté expuesta, por lo que su sección se aumenta. A ese tramo se le denomina "dado".

Zapatas Corridas.

Se utilizan debajo de un muro de carga o de una serie de columnas. Su lado menor es similar a los de las zapatas aisladas y el otro tan largo como lo requiera la línea de descarga de la estructura sobre el cimiento.

Es recomendable su uso cuando:

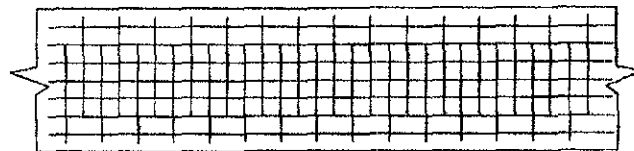
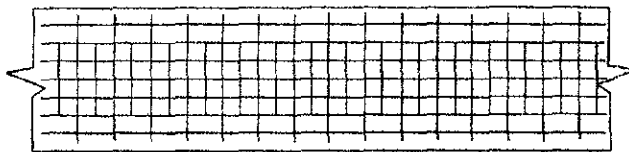
- a) Se tiene varias cargas distribuidas a lo largo del eje.
- b) La capacidad de carga del suelo soportante es regular.
- c) La magnitud de las cargas y la resistencia del suelo quedan en equilibrio al ensanchar mediante una losa el muro o la contratrabe, según el caso.
- d) No se esperan hundimientos en el suelo o estos serán moderados y de magnitud tal que los esfuerzos que se generen pueden ser absorbidos o redistribuidos sin generar falla en la estructura.

Recomendaciones:

- Para dar homogeneidad a la cimentación es necesario ligar las zapatas con contratrabes o dalas en ambos sentidos.
- En zapatas de colindancia que tiene el escarpio en un solo lado se revisaran por volteo, vigilando que las resultantes de las fuerzas verticales caiga dentro del tercio medio de la base, sino fuera así se construirá en el extremo del escarpio una trabe de volteo.
- El ancho de la zapata puede ser variable de existir sobre ella una combinación de columnas y muros o cargas de diferente magnitud.

Armado de la losa de la zapata:

1. El armado transversal a la zapata será el que resista las cargas; el longitudinal se armará por temperatura.
2. Las varillas tendrán el anclaje necesario adicional a su longitud de trabajo.
3. El acero tendrá un recubrimiento mínimo de 5cm.

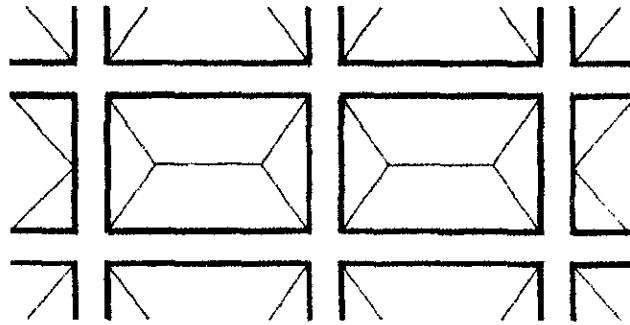


2.1.2 Losas de cimentación.

Cuando por la magnitud de las cargas el ancho de la zapata requiere ocupar el 50% o más de la superficie de desplante del edificio, las especificaciones recomiendan ligar entre sí las zapatas formando una losa corrida.

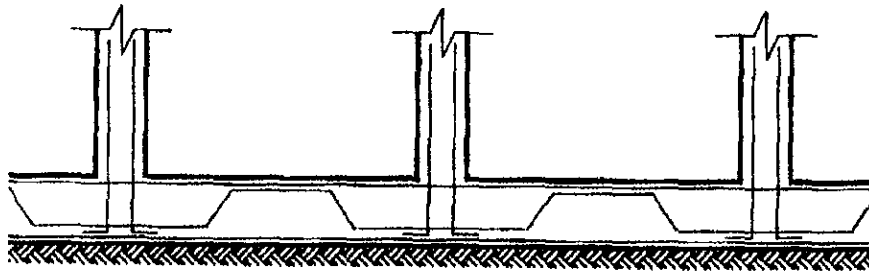
Consideraciones de trabajo:

- a) La losa trabaja apoyada perimetralmente en contratrabes.
- b) Se considera que la losa de cimentación recibe del suelo un empuje uniforme y actúa hacia arriba.
- c) Para evitar peraltes excesivos, es conveniente dividir el área por medio de trabes secundarias reduciendo sus claros
- d) Las áreas tributarias para las contratrabes son similares a las de la figura:



Armado del acero de refuerzo:

1. Será similar al de una losa de techo, pero con respecto a ella esta invertido dado que la acción de la carga uniformemente repartida es de abajo hacia arriba.



2. Para darle continuidad a las varillas y respetar los requerimientos de los momentos positivos y negativos se tendrá que bayonetear el acero, esto significa doblarlo de manera que pueda pasar de un lecho a otro de la losa sin necesidad de cortarlo, aprovechando hacerlo donde el momento flexionante es cero; en una losa continua con tres o mas apoyos ocurre entre el cuarto y el quinto del claro.
3. Se vigilará que el anclaje de las contratrabes y los dados respeten la especificación de dar 12 diámetros de anclaje después del doblez de 90°.
4. El recubrimiento mínimo será como en cualquier elemento enterrado de 5cm.

2.1.3 Cimentaciones compensadas.

Cuando una losa de cimentación se rigidiza por medio de contratrabes provocará una delimitación perimetral y conjuntamente con la losa tapa formará un cajón que si está vacío normalmente pesa menos que el suelo desplazado por él. Esta diferencia de peso entre el material extraído y el aportado por la cimentación, se aprovechara para minimizar el incremento neto de la carga aplicada al subsuelo.

Para el calculo del incremento de carga se considerará que el peso de la estructura es equivalente a la suma de carga muerta mas la viva en su valor de intensidad media, menos el peso del suelo excavado. A la parte de la cimentación que quede abajo del nivel freático y que no forme parte del espacio arquitectónicamente útil se le supondrá, para efectos prácticos, lleno de agua y su peso deberá sumarse al de la cimentación.

Para la estabilidad de este tipo de cimentaciones se verificará que no queden sujetos a flotación ni durante la construcción ni después de ella. Aquí el estudio de mecánica de suelos determinará los factores de seguridad para ambas etapas, considerando una posición conservadora del nivel freático en el que las celdas de la cimentación están sin agua.

2.1.4 Pilotes.

Objetivos de los pilotes:

- a) Transmitir la carga de una estructura colocada sobre un suelo con insuficiente capacidad de carga en el estrato profundo debajo de él y que tenga la resistencia para soportarla. A estos elementos por su trabajo se les conoce como pilotes de punta.
- b) Repartir, mediante adherencia entre éstos y los estratos del subsuelo, la carga que transmite el edificio. En este caso se les denominan pilotes de fricción.
- c) Compactar los suelos granulares que lo requieran.
- d) Proporcionar anclaje a elementos estructurales.
- e) Alcanzar profundidades no sujetas a erosión.
- f) Proteger estructuras en ríos, lagos y mares.

Las dimensiones más usuales para los pilotes son:

- En pilotes circulares, su diámetro estará entre 15 y 75 cm.
- En pilotes cuadrados, su diagonal máxima será de dimensiones similares a los anteriores valores.
- La longitud se procura no exceder de 40 o 50 m

Por seguridad, es mejor contar con muchos pilotes de menor poder portante que tener pocos con alta capacidad de carga. Por costo, hasta ahora, la elección corresponde generalmente a la de menor número de pilotes, sin embargo, este criterio empieza a cambiar en México gracias a las nuevas tecnologías de fabricación e hincado, por lo que podemos concluir que la mejor opción es la que logre un equilibrio entre costo y seguridad.

En cuanto a los criterios que se usan para su empleo, los pilotes trabajan más adecuadamente si están ligados entre sí; la propia subestructura proporcionará el arriostramiento deseado, por lo que es importante estén confinados por las contratrabes o la losa de cimentación.

La separación entre pilotes debe ser tal que el funcionamiento de uno no afecte el de los demás; se recomienda que la distancia mínima sea dos veces su diámetro medido centro a centro, o su diagonal si son cuadros.

Cabe mencionar que cuando se desea cimentar un pilar aislado, debe hincarse como mínimo tres pilotes para darle estabilidad. En muros aislados, la cimentación que los soporta debe tener dos hileras de pilotes paralelos a él a fin de evitar su volteo. Si hay dos muros paralelos, se puede colocar una sola hilera de pilotes debajo de cada uno y ligarlos entre sí. En muros ortogonales también se puede colocar una sola hilera de pilotes por muro, siempre que se verifique que existe la estabilidad necesaria.

El hincado de los pilotes altera las condiciones del suelo de la manera siguiente:

- En arenas y gravas se confinan.
- En arcillas y limos se desplazan hacia donde el terreno ofrece menor resistencia, lo que generalmente ocurre hacia arriba.
- En tobas, depende de su dureza y del grado de saturación.

- Al hincar el pilote, éste puede “desplomarse”, la máxima desviación tolerable es de 2%, es decir, el pilote debe hincarse prácticamente recto, porque de no ser así, es muy difícil sacarlo y se tendrá que usar otro pilote con diferente distribución.

El procedimiento para hincar un pilote está íntimamente ligado con el tipo de material en que se colocará, con la forma que tiene y con el trabajo que se espera de él. Así por ejemplo:

En arcillas:

- 1) Si el pilote va a trabajar a fricción, se hará una perforación ligeramente menor que su diámetro longitudinal o diagonal, para que desde el inicio del hincado el suelo se adhiera pero no genere exceso de remoldeo.
- 2) Si se desea que trabaje de punta apoyado en un estrato resistente ubicado abajo de la arcilla, la perforación tendrá un diámetro ligeramente mayor que el del pilote para garantizar que la fricción con el suelo no evite que alcance el estrato resistente.
- 3) Cuando se utilicen pilotes de fricción y el estrato en que se aloja es compresible, conviene dejarlos arriba de la capa resistente una distancia similar a la del hundimiento esperado, más una holgura razonable.

En materiales granulares:

- 1) Se hincarán sin perforación previa, lo cual ayudará a que genere la consolidación del suelo que auxiliará a limitar los hundimientos.
- 2) En estos suelos, frecuentemente ayuda el usar chiflones de agua en la punta del pilote y así auxiliar en la hincada o inclusive hacerla totalmente con este sistema. El gasto de agua necesaria para el proceso varía con el tipo de material y la sección del pilote, pero puede considerarse un estimado de 500 a 1000 l/min para longitudes de 15 m o más. Para que los pilotes bajen verticalmente las boquillas de agua deben estar simétricamente distribuidas y de forma que el líquido salga hacia arriba para propiciar el arrastre de partículas al exterior.

La capacidad de carga de un pilote estará limitada por su capacidad estructural y por la capacidad del suelo para resistir las cargas que éste le trasmite. En edificación, los pilotes más usados soportan cargas de trabajo entre 50 y 120 toneladas.

Debido a su relación de esbeltez, el pilote requiere del soporte lateral que le da el confinamiento del suelo, por lo que conviene que estén en contacto ambos elementos, así, cuando es necesario dejar una holgura para evitar la fricción negativa, ésta debe ser mínima.

Un indicador de la capacidad que se espera tendrá el pilote es el número de golpes que se hayan requerido para hincar un metro de su longitud.

Un pilote puede trabajar de punta, por fricción o en un trabajo combinado, en cuyo caso su resistencia estará dada por:

$$R = \frac{R_p + R_f}{FS}$$

Donde:

- R_p: Es la capacidad de carga por punta del pilote.
- R_f: Es la capacidad de carga por fricción del pilote.
- FS: Factor de seguridad.

La capacidad de los pilotes de punta puede obtenerse como zapata aislada a la profundidad de desplante que tenga.

En pilotes de fricción su capacidad total es la suma de la resistencia de cada uno de los estratos por los que atraviesa

$$R_f = A_1 F_1 + A_2 F_2 + A_3 F_3 + \dots + A_n F_n$$

Donde:

A_1 : Perímetro del pilote por la longitud de cada estrato.

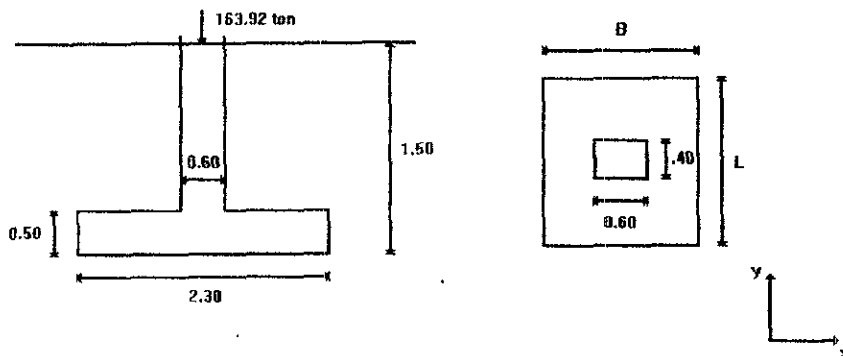
F_1 : Valor de la fricción en el estrato antes considerado por m^2 de superficie de contacto.

2.2 Revisión de la cimentación "Retorno Julieta".

2.2.1 Zapatas aisladas.

De acuerdo con el proyecto estructural de la edificación que particularmente ocupa este texto, la cimentación fue diseñada y construida a base de zapatas aisladas y en algunas zonas se incluyeron muros de contención, esto para dar las áreas y niveles que requería el proyecto arquitectónico.

Con base en los resultados proporcionados por el estudio de mecánica de suelos, se determinó que la cimentación más conveniente para el proyecto son las zapatas aisladas, debido a la alta capacidad de carga del terreno comparada con la carga actuante de la cimentación y la baja compresibilidad que presenta el suelo, que en su conjunto trabaja adecuadamente. Para ejemplificar el proceso de diseño de una cimentación con las características de esta edificación, se escoge una zapata en particular, que en este caso es la Z-1 (plano CE-02a) cuyas dimensiones son las siguientes:



Aunado a estos datos, necesitamos el peso volumétrico del suelo donde se va a desplantar la cimentación y el ángulo de fricción interna del mismo material, que en este caso los valores son:

$$\gamma = 1.675 \text{ ton} / m^3$$

$$\phi = 16^\circ$$

Esta información se obtiene del estudio de mecánica de suelos realizado con anterioridad. Otro dato con el que se precisa contar es con la carga actuante sobre ésta zapata, resultado de la bajada de cargas en el análisis

estructural de la edificación, que para éste elemento resultó ser de 163.92 toneladas (ya afectada por factores de carga).

Las zapatas aisladas se revisarán de acuerdo con:

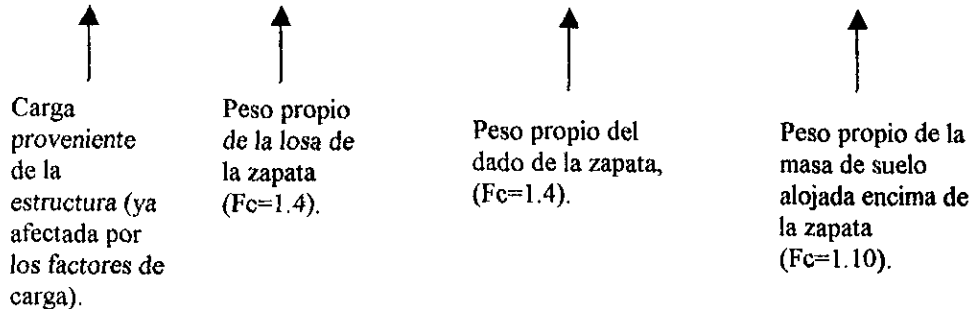
- Capacidad de carga.
- Penetración.
- Cortante.
- Flexión.
- Cambios volumétricos.

A continuación se expondrá la teoría y cálculos correspondientes a cada uno de estos rubros.

REVISIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA.

El primer paso será obtener la carga que transmitirá la estructura al suelo a través de la zapata sin que rebase la capacidad de carga del terreno:

$$\sum QFc = 163.92 + (2.30 \times 2.30 \times 0.50 \times 2.4 \times 1.4) + (0.60 \times 0.40 \times 1.00 \times 2.4 \times 1.4) + (1.675 \times 1.70 \times 1.90 \times 1.00 \times 1.1) = 179.56 \text{ ton}$$



Este valor representa la carga total que recibirá el suelo al nivel de desplante de la zapata.

Ahora para determinar la carga que actúa por m² se dividirá el resultado anterior entre el área efectiva de la zapata, recordando que esto no implica necesariamente que sea el área geométrica de ésta.

$$A' = B' L'$$

Donde:

$$B' = B - 2e_x$$

$$L' = L - 2e_y$$

La excentricidad de la carga es representada por la letra "e" y esta estará dada por la relación que se tenga entre el momento actuante en el plano y la sumatoria de cargas ya obtenida. Esta corrección resulta de las suposiciones que se hacen al diseñar, ya que se piensa que la carga será axial y localizada a la mitad de la losa de la zapata, cosa que no sucede, por lo cual se plantea una reducción en el área de la zapata.

$$e_x = My / \sum Q \quad y \quad e_y = Mx / \sum Q.$$

En este caso en especial, las zapatas aisladas están conectadas por el dado a través de traves de liga como se observa en el plano estructural CE-02, lo que provoca que las traves sean las que toman los momentos, dejando solo una carga puntual sobre la zapata, y como puede deducirse, de acuerdo a las formulas anteriores,

la excentricidad es igual a cero, lo que provoca que no se tenga una corrección por este hecho, por lo tanto *en este caso*:

$$B=B' \text{ y } L=L'$$

Consecuentemente

$$A=BL=2.30 \times 2.30=5.29\text{m}^2$$

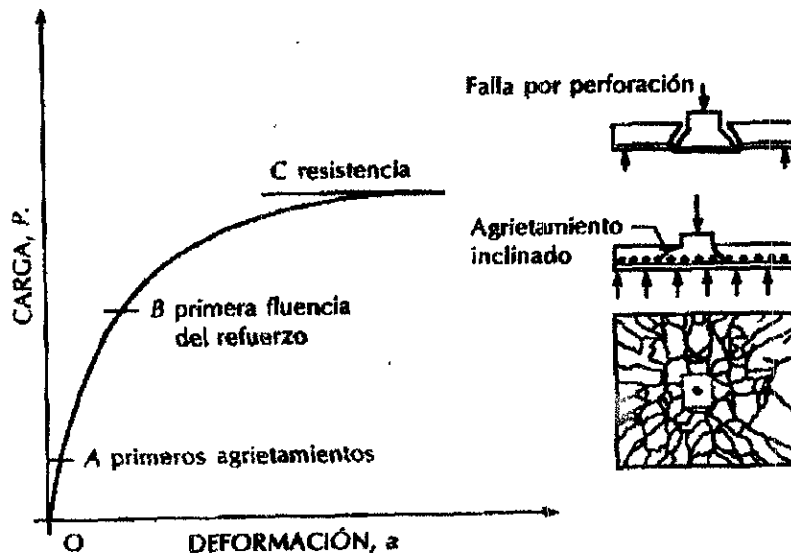
Entonces:

$$\frac{\sum QFc}{A} = \frac{179.56}{5.29} = 33.94 \text{ ton/m}^2$$

Donde 33.94 ton/m² es menor que la capacidad de carga del terreno igual a 35 ton/m²; por lo tanto se concluye que la geometría *es adecuada para no rebasar los límites de la capacidad de carga* del terreno en cuestión.

REVISIÓN POR PENETRACIÓN.

Se han efectuado muchos ensayos de elementos como el mostrado en la figura, en los que se trata de reproducir el problema de la transmisión por fuerza cortante de la carga de una zapata a una columna. Los elementos ensayados han sido en su mayor parte de forma cuadrada o rectangular, con la carga concentrada aplicada sobre una superficie cuadrada menor, y apoyados generalmente en todo el perímetro.



La figura muestra esquemáticamente una gráfica carga—deformación al centro de uno de estos elementos.

Del origen al punto A.- En esta etapa el comportamiento es casi lineal, hasta que se presentan los primeros agrietamientos en la cara de tensión de la losa.

De A a B.- Se alcanza la primera fluencia del refuerzo horizontal de tensión y el agrietamiento se extiende por la losa. Simultáneamente pueden presentarse grietas inclinadas que van del acero de tensión hacia la periferia de la superficie cargada, formando una pirámide o cono truncado alrededor de esta superficie.

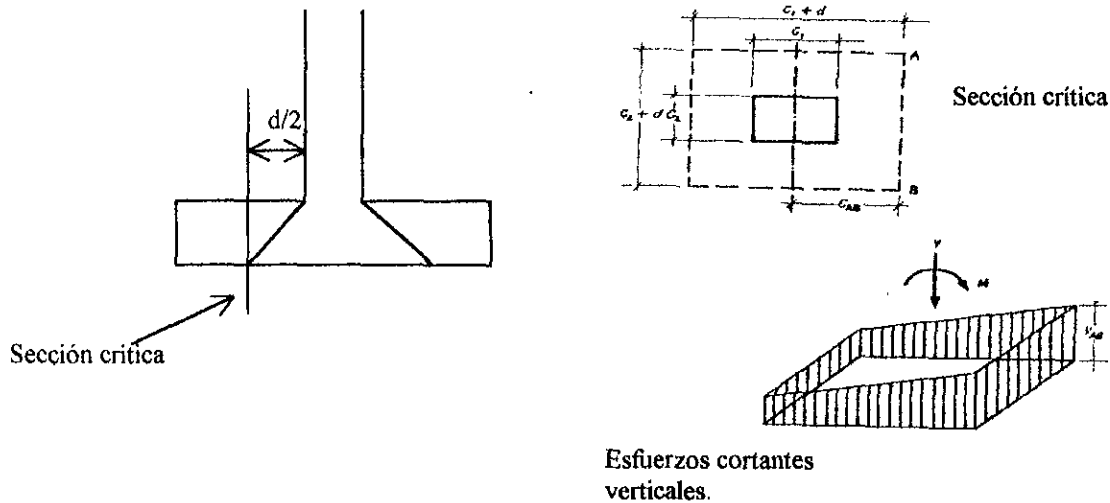
En el punto C - se alcanza la resistencia y se produce el colapso final por penetración de la columna a través de la losa, con una superficie de falla en forma de cono truncado.

Dependiendo de la relación entre el claro y el peralte de la losa, o de la relación entre el área de la losa y el área de la superficie de aplicación de carga y de la cantidad de acero longitudinal de flexión, la falla por perforación puede presentarse antes o después de que fluya el acero longitudinal. En otras palabras, en una losa de poca esbeltez y mucho acero longitudinal no se podrán desarrollar mas que las etapas OA y AB de la curva descrita anteriormente.

El colapso final se presenta siempre por perforación de la columna a través de la losa y la superficie de falla tiene la forma de una pirámide. Lo anterior indica que existe siempre una etapa previa al colapso final, en la cual se desarrollan grietas inclinadas alrededor de la superficie cargada hasta que se forma una superficie de falla

Sección crítica.

La sección crítica por penetración queda representada en la siguiente figura:



Donde:

C_1 : Es la dimensión paralela al momento transmitido.

C_2 : Es la dimensión perpendicular a C_1 .

d : Es el peralte efectivo de la losa que se obtiene de restar el peralte menos el recubrimiento menos un radio de la varilla:

$$d = 50 - 3 - 0.6 = 46.6 \text{ cm}$$

Lo que se busca al revisar la zapata por penetración es comparar un valor de cortante V_{AB} (esfuerzos cortantes verticales) contra el esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios de las NTC de diseño y construcción de estructuras de concreto, es decir:

$$V_{.AB} = \frac{V}{Ac} + \frac{\alpha MC_{.AB}}{Jc}$$

Contra el menor de los siguientes casos:

$$V_{CR1} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f^* c}$$

$$V_{CR2} = F_R \sqrt{f^* c}$$

Ahora, calculemos los elementos de la ecuación de esfuerzos cortantes verticales comenzando por V:

$$q_n = 33.94 - (0.5 \times 2.4) - (1.00 \times 1.675)$$

$$q_n = 31.065 \text{ ton/m}^2$$

q_n se obtiene de restarle a la reacción del suelo (la capacidad de carga) las fuerzas en sentido opuesto del peso propio de la losa y del suelo arriba de ésta

$$C_1 + d = 0.4 + 0.464 = 0.864$$

$$C_2 + d = 0.6 + 0.464 = 1.064$$

Ahora calcularemos el cortante que se desarrolla en el área crítica:

$$V = (2.3^2 - (0.864 \times 1.064)) 31.065 = 135.75 \text{ ton}$$

$$Ac = 2d (C_1 + C_2 + 2d) \quad (\text{fórmula de acuerdo a las NTC de diseño y construcción de estructuras de concreto fig.2.1})$$

$$Ac = (2 \times 0.464)(0.6 + 0.4 + 2(0.464)) = 1.79 \text{ m}^2$$

Como puede observarse en la ecuación de V_{AB} el segundo término está afectado por el momento que se encuentra en la unión columna—zapata, pero en este caso en particular, al haber trabes de liga entre los dados de las zapatas, éstas absorben el momento, por lo que puede considerarse como $M=0$ resultando el segundo término nulo, sin embargo, por cuestiones didácticas veremos de donde salen los elementos restantes de la ecuación.

Cuando haya una transferencia de momento de la columna a la zapata se supondrá que una fracción del momento estará dada por:

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

El esfuerzo cortante máximo de diseño, V_u , se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente.

Ahora se obtiene el momento polar de inercia

$$J_c = \frac{d(C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(C_2 + d)(C_1 + d)^2}{2} = 0.3378m^4$$

Calculamos la distancia C_{AB}

$$C_{AB} = \frac{C_1 + d}{2} = \frac{1.064}{2} = 0.532m$$

Y obtenemos los esfuerzos cortantes verticales:

$$V_{AB} = \frac{V}{Ac} + \frac{\alpha MC_{AB}}{Jc} = 75.84 \text{ ton} / m^2$$

$$V_{AB} = 75.84 \times 1.4 = 106.18 \text{ ton} / m^2 = 10.62 \text{ kg} / cm^2$$

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder de :

$$V_{CR1} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f^* c} = 0.8(0.5 + 1) \sqrt{200} = 16.97 \text{ kg} / cm^2$$

donde $\gamma = B/L$

$$V_{CR2} = F_R \sqrt{f^* c} = 0.8 \sqrt{200} = 11.31 \text{ kg} / cm^2 > 10.62 \text{ kg} / cm^2$$

Y por lo tanto la zapata **no falla por penetración**

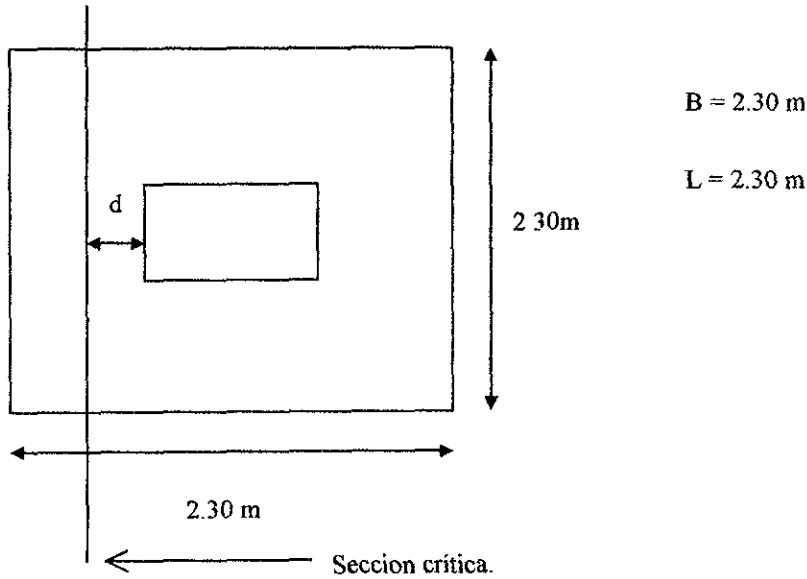
REVISIÓN POR CORTANTE (TENSIÓN DIAGONAL)

El cálculo de los momentos flexionantes y del cortante se hace con la presión neta del suelo, que se obtiene sustrayendo el peso propio de la cimentación y la sobrecarga de la presión total del suelo. Si la zapata de una columna, se considera como un segmento invertido de losa, en el que la intensidad de la presión neta del suelo esta actuando sobre una losa en voladizo apoyada en una columna, la losa estará sujeta a flexión y a cortante de modo similar a la losa de un piso que soporta cargas de gravedad.

Cuando intervienen cargas concentradas muy fuertes, se ha comprobado que el cortante, y no la flexión, controla la mayoría de los diseños de las cimentaciones.

Las grietas inclinadas siempre se forman cerca de las cargas concentradas de la reacción de la columna en losas o zapatas en dos direcciones. Esto se debe en parte a la concentración alta de momentos flexionantes en

la región cercana a la cara de la columna, que forman una pirámide truncada en el pie de la región de la columna, este hecho justifica el considerar que la sección crítica se localice a una distancia d .



Obtengamos la reacción neta del suelo

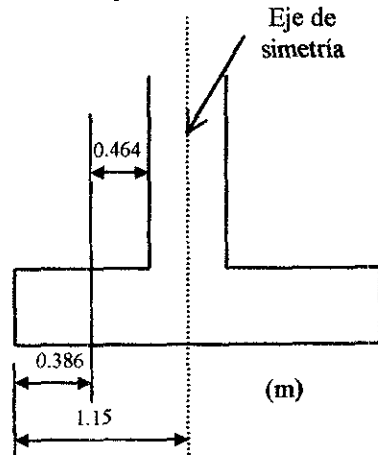
$$q = \frac{179.56}{5.29} = 33.94 \text{ ton/m}^2$$

En este paso estrictamente se tendría que dividir la carga entre el área $A' = B' \times L'$, pero recordemos que en este caso en particular por ser el momento igual a cero: $B' = B$ y $L' = L$

$$q'_n = 33.94 - (0.5 \times 2.4) - (1.00 \times 1.675)$$

$$q'_n = 31.07 \text{ ton/m}^2$$

Obtengamos el cortante último en 1 m de zapata



$$V = (31.07)(1.00)(0.386) = 11.99 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.4(11.99) = 16.79 \text{ ton}$$

En las NTC de Diseño y Construcción de estructuras de concreto, en su sección 2.1.5, menciona que la fuerza cortante de diseño que toma el concreto en elementos anchos puede tomarse igual a:

$$V_{CR} = 0.5F_R bd \sqrt{f^* c}$$

Siempre y cuando cumpla las siguientes restricciones para considerar al elemento como ancho:

$$B \geq 4d ; 4(0.464) = 1.86$$

$$\frac{M}{Vd} \leq 2$$

$$M = (31.07)(0.386) \left(\frac{0.386^2}{2} \right) = 0.89 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\frac{M}{Vd} = \frac{0.89}{(11.99)(0.464)} = 0.16 < 2$$

Entonces cumple como elemento ancho y el cortante que resiste la sección se puede calcular como:

$$V_{CR} = 0.5F_R bd \sqrt{f^* c} = 0.5(0.8)(100)(46.4) \sqrt{200} = 26.24 \text{ ton} > 16.79 \text{ ton}$$

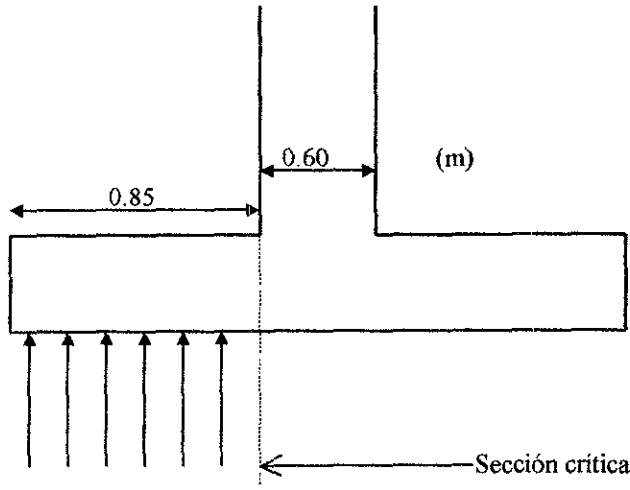
Por ende, la zapata cumple con las normas y no falla por tensión diagonal.

REVISIÓN POR FLEXIÓN.

El momento máximo externo en cualquier sección de una zapata se determina con base en los momentos factorizados de las fuerzas que actúan en toda el área de la zapata, a un lado de un plano vertical que pasa a través de la zapata. Este plano se toma en los siguientes lugares:

- 1.-En la cara de la columna, en zapatas aisladas.
- 2.-A la mitad de la distancia entre el centro y el borde del muro, para zapatas que soportan muros de mampostería.
- 3.-A la mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de la base de acero, para zapatas que soportan una columna con placas de base de acero.

Evidentemente nuestro caso es el número 1, por lo que:



Distribución del refuerzo.

En zapatas en una dirección y en zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo de flexión se debe distribuir uniformemente en todo el ancho de la zapata. Esta recomendación es conservadora, particularmente si la presión de apoyo del suelo no es uniforme. Sin embargo, si se hicieran refinamientos en las hipótesis de los momentos flexionantes, no se obtendrían ahorros importantes.

Para obtener el acero de refuerzo por flexión en una zapata se sigue el mismo procedimiento como si fuera una viga con un peralte efectivo d y una anchura b igual a un metro.

Comencemos obteniendo la reacción neta del suelo, con este dato obtengamos los momentos con respecto al plano crítico de la zapata.

$$q_n = 31.07 \text{ ton/m}^2$$

$$M = 31.07(0.85)\left(\frac{0.85}{2}\right) = 11.22 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Después se determinará el porcentaje de acero requerido por cada metro de zapata.

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_R}{F_R b d^2 f''_c}}$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(11.22 \times 10^5 \times 1.40)}{0.9(100)(46.6^2)(170)}} = 0.48$$

$$q = \frac{f_y}{f''_c} \rho$$

$$\rho = 0.048 \left(\frac{170}{4200} \right) = 0.00197$$

$$\rho_{MIN} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = 0.00264$$

Comparando ρ con ρ_{min} se observa que rige el acero mínimo, y con este dato proseguimos.

$$A_s = 0.00264 \times 100 \times 46.4 = 12.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Revisando el armado de acero de la zapata escogida Z1: Vs # 6 @ 25 en ambas direcciones:

$$A_v \#6 = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 (2.85) = 11.40 \text{ cm}^2$$

Por lo que *el diseño por flexión es correcto.*

ACERO POR TEMPERATURA.

En la sección 3.10 de las NTC para estructuras de concreto menciona que en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m, el área de refuerzo por cambios volumétricos en elementos que estén en contacto con el terreno no será menor que:

$$A_s = \frac{66000(1.5)\left(\frac{h}{2}\right)}{f_y\left(\frac{h}{2} + 100\right)} = \frac{66000(1.5)(25)}{4200(25 + 100)} = 4.71 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$$

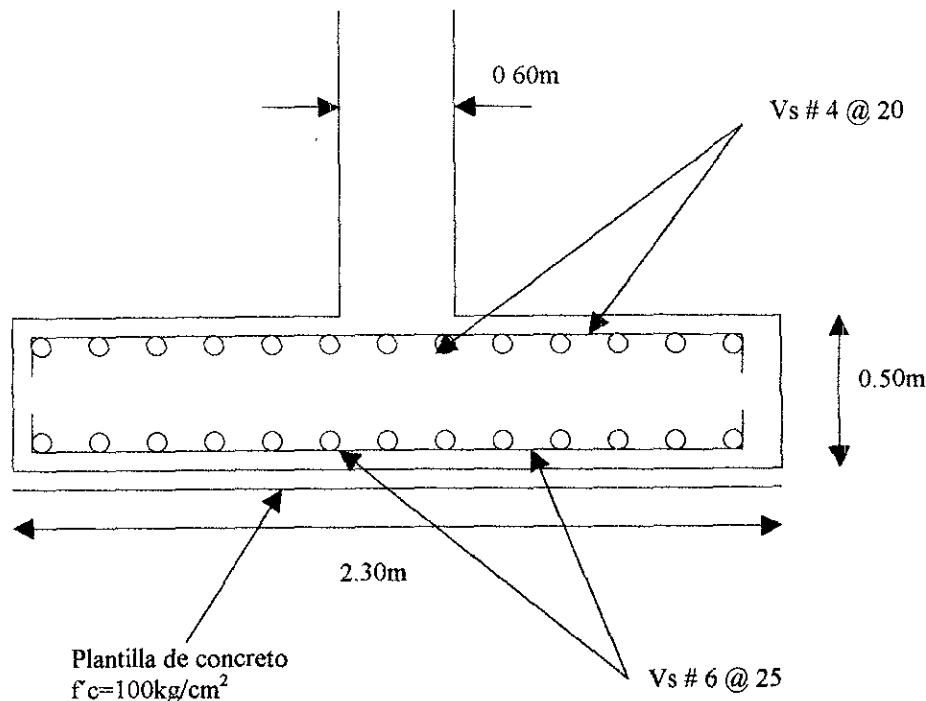
Y ahora revisemos el armado por temperatura de la zapata Z1: Vs # 4 @ 20

$$A(Vs\#4) = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5 (1.27) = 6.33 \text{ cm}^2$$

Por lo que el diseño, aunque para nuestro criterio esté un poco sobrado, *es correcto.*

En resumen la geometría de la zapata y el armado quedaría como sigue.



Nota: Las zapatas corridas se calculan de la misma forma con la salvedad de que se calculan por metro de longitud.

2.2.2. Muros de contención

Como se dijo anteriormente, el proyecto estructural de la edificación a analizar contempla muros de contención en algunas zonas, esto, con el fin de contener el terreno existente y así poder dar los niveles de losa que requiere el proyecto arquitectónico, por este motivo se considera importante ejemplificar el proceso de diseño que se sigue para esta clase de elementos, y así tener un conocimiento integral de lo que fue el proyecto que nos ocupa.

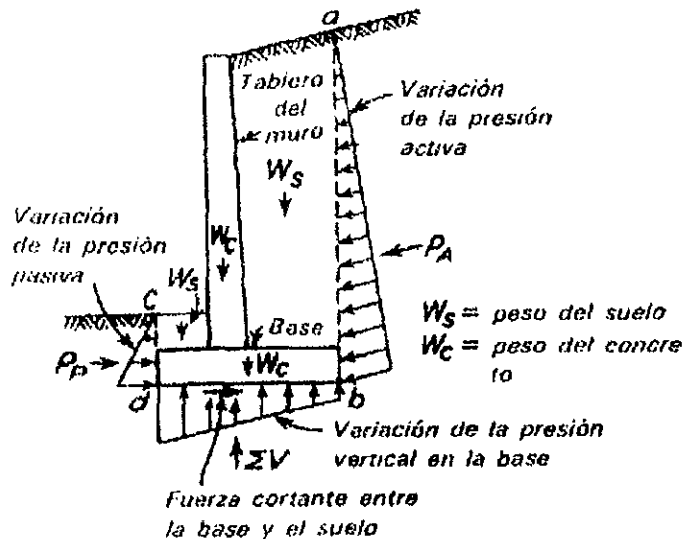
Un muro de contención debe satisfacer dos requisitos casi independientes: la estabilidad y la resistencia del propio muro.

La estabilidad se logra al hacer la estructura segura contra la falla por vuelco y asentamiento excesivo, la presión debajo de la base no debe exceder a la capacidad de carga admisible del suelo, además, la estructura en conjunto debe tener un factor de seguridad adecuado con respecto al deslizamiento a lo largo de su base o a lo largo de cualquier estrato débil abajo de su base. Con las dimensiones que se den a la estructura, se revisa la estabilidad global, para las cargas de trabajo y para la presión de tierra sin modificarlas con factores de carga.

La resistencia de toda la estructura, así como de cada una de sus partes debe ser adecuada; en esta fase del proyecto se aplican ordinariamente factores de carga.

ESTABILIDAD

Las fuerzas para el análisis de estabilidad de un muro en voladizo se muestran en la siguiente figura:



Donde las fuerzas son: la presión activa de tierra P_A contra la sección vertical ab a través del talón, la presión pasiva de la tierra P_P contra la sección vertical cd a través del pie, la presión del suelo ΣV que actúa verticalmente en la base db , las fuerzas cortantes a lo largo de la base db , y los pesos de las diferentes partes del muro y de las masas de tierra arriba de la base.

Entre las fuerzas antes mencionadas, se distinguen las de empuje activo y empuje pasivo de tierra, dadas por la teoría de Rankine, en la cual, se menciona que la presión horizontal será igual a la presión vertical multiplicada por un coeficiente de empuje de tierras, el cual puede ser activo, pasivo o estático (K_A , K_P y K_0 respectivamente); estos coeficientes están en función del ángulo de fricción del material.

Para revisar la estabilidad del muro, se hace la sumatoria de fuerzas en dirección horizontal y vertical, así como la suma de momentos con respecto a un punto entre fuerzas actuantes y fuerzas resistentes.

La sumatoria de fuerzas horizontales (ΣF_H) determinarán la estabilidad por deslizamiento del muro, es decir, si la fuerza actuante (empuje activo) es menor que la resistente (empuje pasivo), no se presentará un deslizamiento, ya que si bien parecería que el muro empuja al suelo, la fuerza resistente, por equilibrio, será menor igualando tal efecto. Así mismo, el cociente entre el empuje pasivo y el activo determinan el factor de seguridad por deslizamiento del muro. Para el caso en que la fuerza actuante es mayor a la resistente, se deberá aumentar ya sea la profundidad de desplante del muro o construir un dentellón más profundo para equilibrar tal efecto.

Conociendo la capacidad de carga admisible del suelo, se compara con la sumatoria de fuerzas verticales del muro, si ésta es mayor, se obtiene el factor de seguridad, y si es menor, se deberá ampliar la base del muro hasta que la capacidad de carga sea mayor a la ejercida por el muro.

Finalmente, el análisis por volteo estará dado por el cálculo de momentos (actuante y resistente), en donde el momento resistente deberá ser mayor que el actuante; si fuera el caso en donde el actuante rebasa el resistente, existen varias soluciones, entre las cuales está la de aumentar la base y engrosar el muro hasta lograr la estabilidad.

RESISTENCIA

El diseño del muro por resistencia está dado por el trabajo del mismo, es decir, la parte de retención estará trabajando a flexión y a cortante, al igual que sus demás elementos, por lo que se diseña prácticamente como una viga de ancho unitario

Para entender mejor lo anterior, se revisa un muro de retención de nuestro caso particular "Retorno Julieta"

Revisión del muro de contención.

Al encontrarse el predio en un terreno inclinado y con edificaciones vecinas a ambos lados aunado a los requerimientos arquitectónicos, se necesitó la construcción de muros de contención en sus colindancias así como en otras zonas para la retención de material, generando así un terreno útil a la edificación.

Los datos proporcionados por los estudios de mecánica de suelos son:

$$q_a = 35 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$\phi = 16^\circ$$

$$\gamma = 1,675 \text{ ton} / \text{m}^3$$

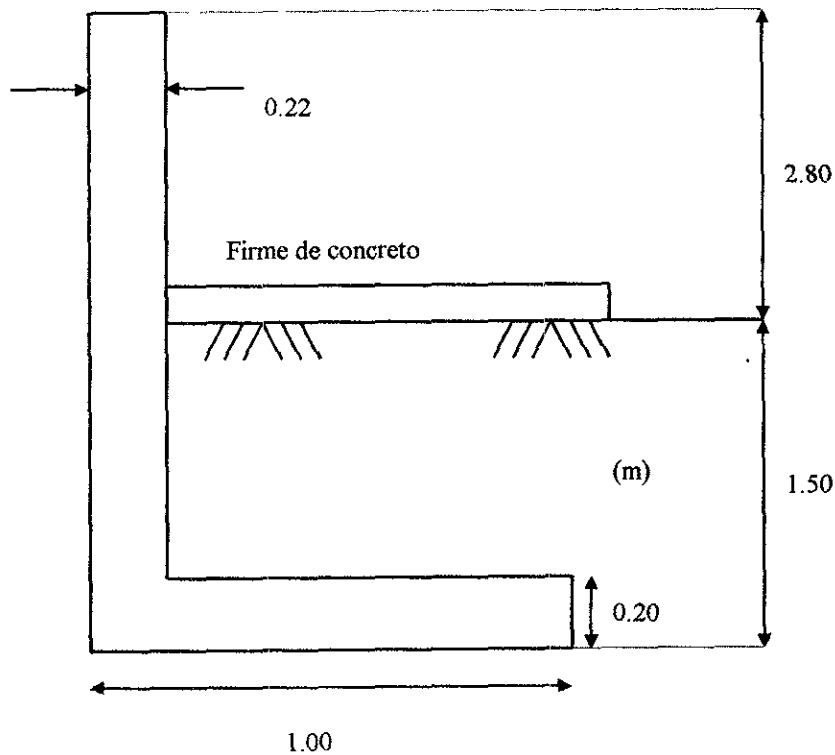
Donde.

q_a es la capacidad de carga admisible del suelo

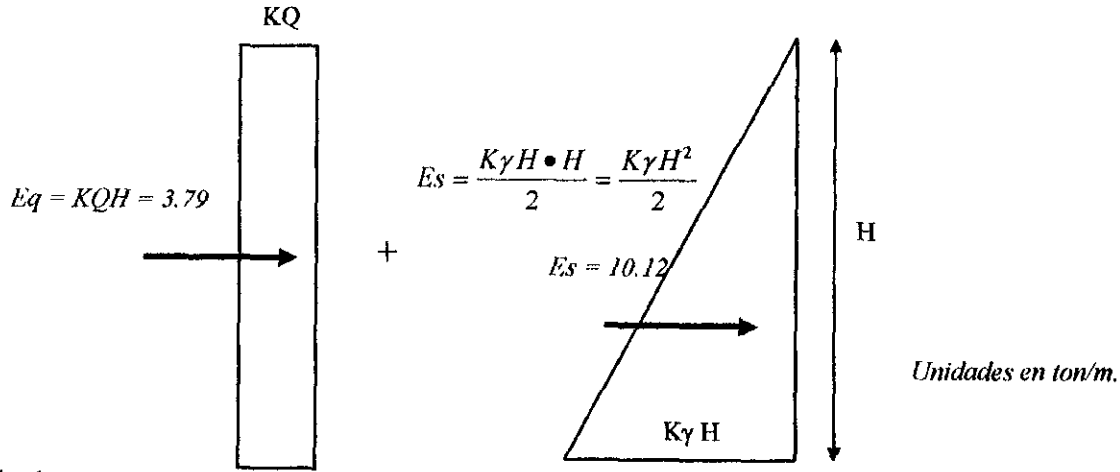
ϕ es el ángulo de fricción del suelo

γ es el peso volumétrico del material

Enseguida se muestra el muro con las dimensiones de construcción y se revisa que el armado sea el indicado:



Con los datos de empuje de tierras, también proporcionados por el estudio de mecánica de suelos, determinamos la distribución de esfuerzos debidos a la sobrecarga y al peso del suelo despejando los valores de K_A , K_p y q para este muro, dado que son condiciones particulares del suelo de relleno.



Siendo:

$$E_s = K_A \gamma \frac{H^2}{2}$$

$$E_s = K_A (1.675) \frac{(4)^2}{2} = 10.12 \text{ ton / m}$$

$$K_A = 0.76$$

$$K_p = K_A^{-1} = 1.32$$

$$E_q = K_A q H = 3.79 \text{ ton / m}$$

$$q = 1.25$$

Obtenidas las distribuciones de carga, se determinan los diagramas de momento y cortante bajo las condiciones de apoyo mostradas.

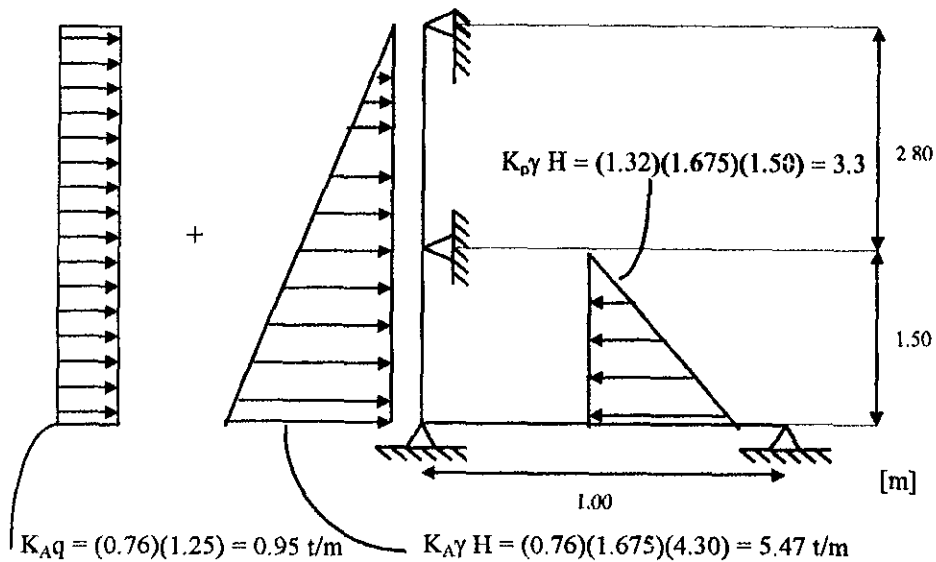


Diagrama de momentos.

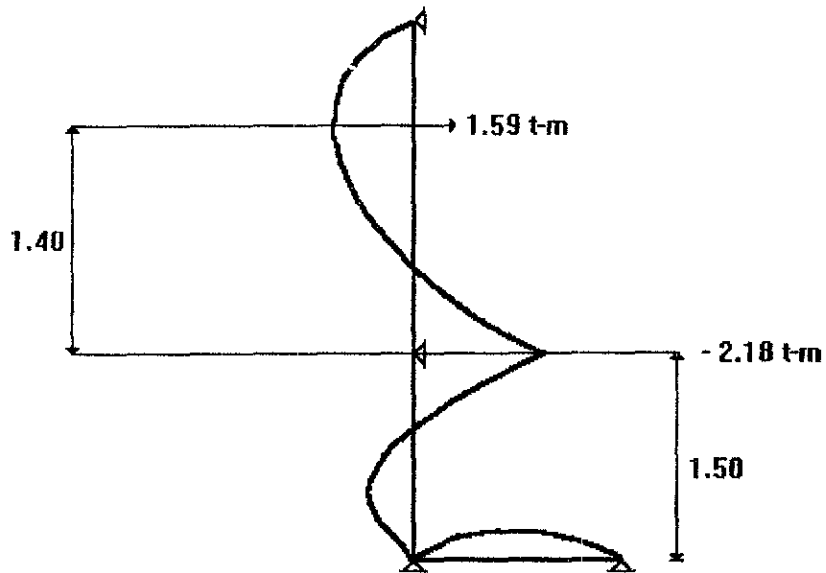
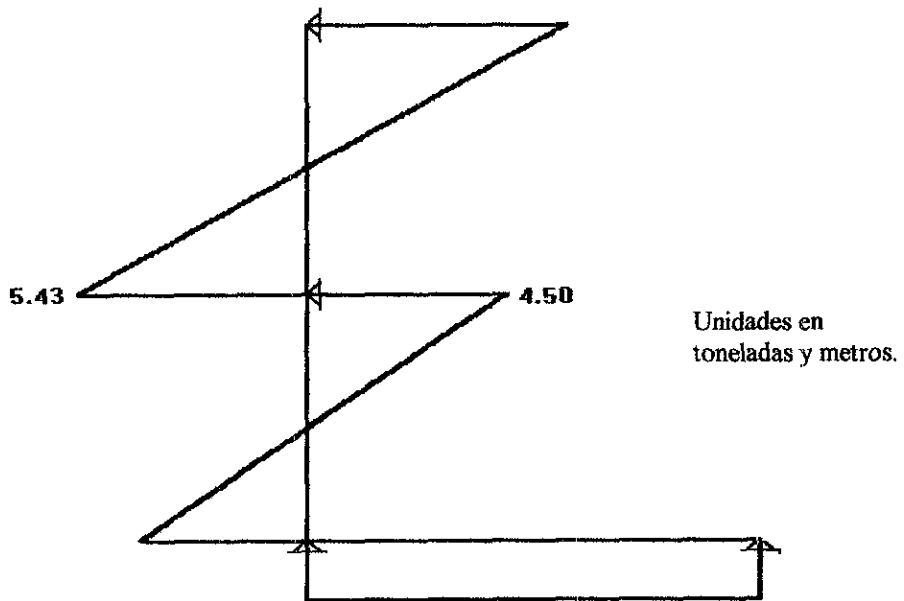


Diagrama de cortante



Con estos elementos mecánicos se procede a hacer la revisión:

REVISIÓN POR CORTANTE.

Primero se determina el cortante último actuante en el muro y posteriormente se determina el cortante resistente en la sección, como se muestra a continuación:

$$V_u = 1.4(5.43) = 7.60 \text{ ton}$$

$$V_{CR} = 0.5(0.8)(100)(18.94)\sqrt{200} = 10714.08 \text{ kg} \quad \text{Sección 2.1.5 NTC } 0.5F_Rbd\sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 10.71 \text{ ton}$$

$$\therefore V_{CR} > V_u$$

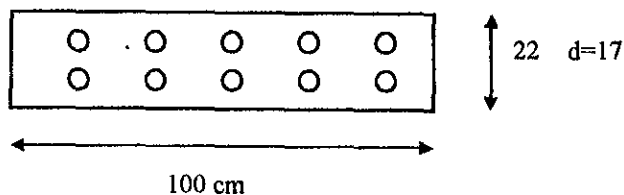
y comparando los valores observamos que el ancho del muro es adecuado y **no fallará por cortante**, cumpliendo así con las normas.

DISEÑO POR FLEXIÓN.

Se calcula el momento último multiplicando el momento máximo del diagrama por el factor de carga de 1.4

$$M_u = 1.4 (2.18) = 3.05 \text{ t-m}$$

Se maneja un ancho de 100 cm, el cual es unitario



Se determina la cuantía de acero con la siguiente fórmula

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_R}{F_Rbd^2f^*c}}$$

y sustituyendo con los siguientes valores:

$$M_R = 1.4 \times 3.05 \text{ ton-m}$$

$$F_R = 0.8$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 18.94 \text{ cm}$$

$$f^*c = 110 \text{ kg/cm}^2$$

se obtiene $q = 0.0715$

Con la siguiente expresión, se obtiene el porcentaje de acero requerido

$$\rho = \frac{qf'c}{f_y} = \frac{0.0715(170)}{4200} = 0.0029$$

Por otro lado, se determina el porcentaje de acero mínimo para realizar la comparación

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

Por lo anterior, se diseña con $\rho = 0.0029$ y el acero necesario será la multiplicación del porcentaje de acero por la sección resistente

$$A_s = 0.0029(100)(17) = 4.92 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

En planos estructurales (muro de contención M2), el armado de acero muestra 4 barras del #4 a cada 20 cm, con lo que se tienen $6.33 \text{ cm}^2 / \text{m}$ concluyendo que la cantidad de acero colocado es adecuada y *el diseño es correcto*.

REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS

- Para el muro

$$A_s = \frac{66000(1.5)(H/2)}{f_y(H/2 + 100)} = \frac{66000(1.5)(11)}{4200(11 + 100)} = 2.34 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

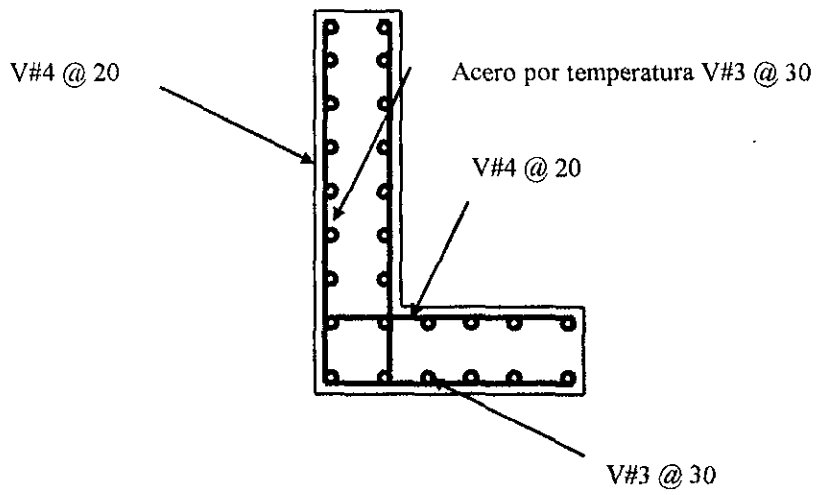
Colocando 3 barras del #3 a cada 30 cm se tiene $0.7126(3.33) = 2.37 \text{ cm}^2 / \text{m}$, con lo que se concluye que el armado del muro es el correcto.

- Para el escarpio

$$A_s = \frac{66000(1.5)(H/2)}{f_y(H/2 + 100)} = \frac{66000(1.5)(10)}{4200(10 + 100)} = 2.14 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

y por lo tanto se colocan el mismo número de barras.

Finalmente se comprueba que *la sección está correctamente diseñada* de acuerdo con la geometría correspondiente y el armado que se muestra a continuación.



3. Proyecto estructural

Una construcción debe concebirse como un sistema conformado por varios subsistemas y elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir con una determinada función. Todos estos subsistemas interactúan de manera que en su diseño debe tenerse en cuenta la relación que existe entre ellos

En particular, el ingeniero estructural no debe olvidar que las obras no se construyen sólo para que resistan; se construyen para alguna otra finalidad o función que lleva, como consecuencia esencial, el que la construcción mantenga su forma y condiciones a lo largo del tiempo. Su resistencia es una condición fundamental, pero no es la finalidad única, ni siquiera la finalidad primaria.

Con lo anterior, se puede decir que una edificación para uso habitacional debe cumplir con la armonía que propone el proyecto arquitectónico, avalado por el dueño de tal construcción, pero además debe cumplir con los requerimientos estructurales que determinan la resistencia y el buen comportamiento de la edificación bajo solicitaciones como las de sismo, viento, carga vertical, etc. El conjuntar los aspectos arquitectónicos con los aspectos estructurales es el objetivo de este capítulo.

3.1 Propuesta de estructuración con base en el proyecto arquitectónico.

Es importante comentar que el proyecto arquitectónico trata de ubicar los lugares comunes de una edificación de uso habitacional con base en dimensiones, funcionalidad, iluminación y ventilación, como los espacios de estancia, sala, comedor, cocina, terraza, habitaciones, baños, entre otras; así como las necesidades explícitas del dueño como por ejemplo: gimnasio, jacuzzi, vapor, estudio, etc., buscando el confort para sus ocupantes.

Muchas veces el proyecto arquitectónico es modificado en mayor o menor medida por el proyecto estructural, ya que si bien se puede diseñar una estructura resistente manteniendo las características postuladas por el arquitecto, se puede llegar a encarecer la obra producto de tales características.

Lo conveniente en tales casos, es dialogar con el arquitecto sobre las posibles modificaciones que pueden hacerse a tal proyecto respetando los espacios necesarios para cada actividad, buscando primordialmente una estructuración sencilla.

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema de manera que cumplan en forma óptima con sus objetivos. El objetivo de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las que va estar sometida sin colapso o mal comportamiento; las soluciones estructurales estarán sujetas a las restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto y a las limitaciones generales de costo y tiempo de ejecución.

La estructuración es un proceso que determina los materiales de los que va a estar constituida la estructura, la forma global de ésta, el arreglo de sus elementos constitutivos, y sus dimensiones y características más esenciales. De la correcta elección del sistema o esquema estructural depende más que de ningún otro aspecto la bondad de los resultados.

Una estructura común para edificaciones de uso habitacional es la basada en columnas y travesaños (marcos dúctiles) acompañada de muros de cortante (muros rígidos) y sistemas de piso y techo. Para edificaciones de poca altura, entre más sencilla sea la estructuración, será más fácil el análisis estructural y el diseño de los elementos estructurales; pero si la estructuración es compleja, con claros entre columnas muy largos y tableros de losa considerables, se tendrán varias consecuencias que repercutirán en el costo de la obra.

De lo anterior podemos decir que si se pensaba construir con columnas y traveses de concreto armado, la complejidad de la estructuración nos obligaría a pensar en elementos metálicos y hasta elementos presforzados.

Actualmente el proyectista cuenta, para apoyar su intuición y creatividad para estructurar, esencialmente con tres tipos de ayudas. los métodos analíticos, las normas y manuales y la experimentación.

- a) Los métodos analíticos han tenido un desarrollo extraordinario en las últimas décadas; se cuenta con procedimientos de cálculo de solicitaciones en modelos sumamente refinados de estructuras muy complejas, las cuales pueden tomar en cuenta efectos como la no—linealidad del comportamiento de los materiales, la interacción de la estructura con el suelo y el comportamiento dinámico.
- b) La experiencia acumulada a través de la solución analítica de un número de problemas, de la observación del comportamiento de las estructuras y de la experimentación e investigación realizadas en ese campo, está vaciada en una gran variedad de códigos, recomendaciones y manuales que constituyen un apoyo insustituible para el proyectista.

Tanto en lo que se refiere al empleo de manuales y ayudas de diseño, como al de los programas de cómputo, el proyectista debe tener en cuenta los siguientes aspectos:

- i. Nunca usar una de estas herramientas si no se sabe en qué teorías está basada, qué hipótesis tiene implícitas y qué limitaciones existen para su uso.
 - ii. Después de asegurarse de que es aplicable al caso particular, cuidar que se puedan obtener los datos que se requieren para su empleo y poner atención en utilizar las unidades correctas.
 - iii. Una vez obtenidos los resultados, examinarlos críticamente, ver si tienen sentido; si es posible compararlos con otro método aproximado, hasta estar convencido de que no hay errores gruesos en el proceso.
 - iv. Analizar qué aspectos no han sido tomados en cuenta en ese proceso y asegurarse que no alteran el diseño.
- c) Una forma mucho más refinada de proceder es a través del ensayo de un modelo a escala de la estructura, o de parte de ella. En este caso las dimensiones, las propiedades de los materiales y las cargas aplicadas al modelo se determinan siguiendo requisitos estrictos fijados por relaciones deducidas de la teoría llamada análisis dimensional. De esta manera, la respuesta del modelo sujeto a determinado sistema de carga, medida en términos de desplazamientos o deformaciones, se puede relacionar con la de la estructura real y sacar de ello conclusiones acerca de la bondad del diseño. Este método tiene la ventaja de permitir una observación objetiva y física del fenómeno, sin embargo, las necesidades de emplear reducciones muy grandes en la escala del modelo con respecto a la estructura original lleva, por los requisitos del análisis dimensional, al empleo de materiales que tienen propiedades mecánicas radicalmente distintas en el modelo con respecto a los del prototipo, por lo cual difícilmente puede representarse el comportamiento de la estructura más allá de un intervalo inicial lineal.

En lo subsecuente, se estructurará tomando en cuenta los dos incisos anteriores tratando de plantear una metodología sencilla para una edificación de uso habitacional.

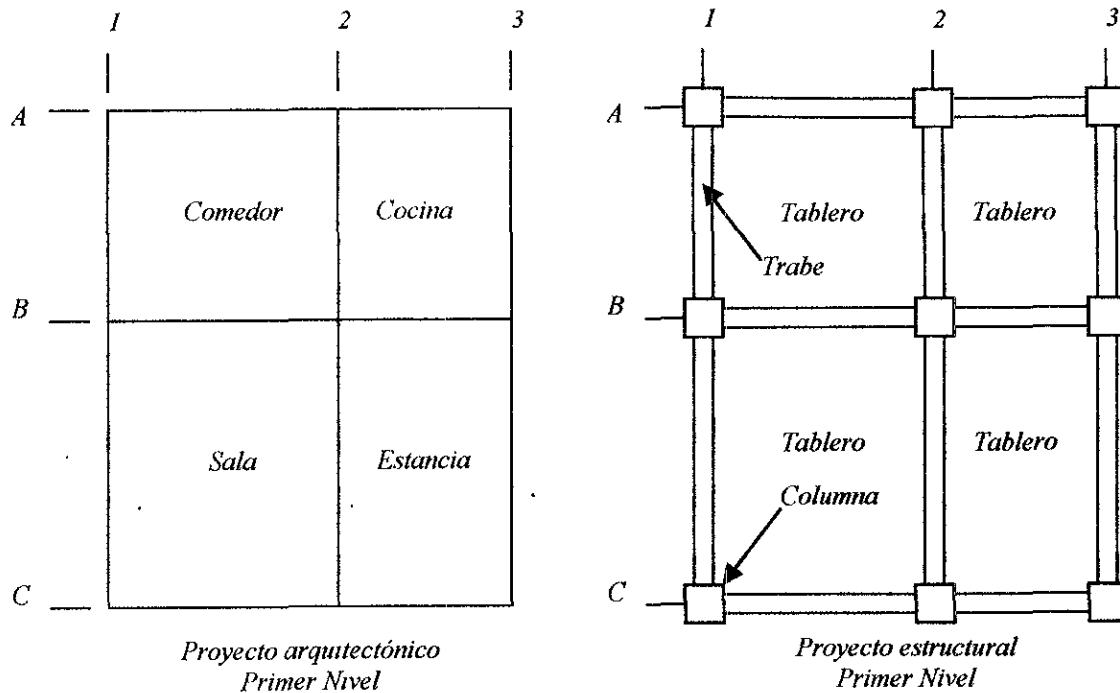
ESTRUCTURACIÓN EN PLANTA Y ELEVACIÓN

Para la elección de una estructuración satisfactoria ante carga vertical y sismo, es recomendable respetar principios como los siguientes (Dowrick, 1986):

- i) Ser simple
- ii) Ser simétrica

- iii) No ser demasiado alargada en planta o elevación
- iv) Tener resistencia distribuida en forma uniforme y continua
- v) Tener miembros horizontales en los cuales se formen articulaciones plásticas antes de que éstas aparezcan en los miembros verticales
- vi) Proporcionar rigideces que tomen en consideración las propiedades del suelo. Se buscará que el periodo de vibración de la estructura sea diferente al periodo natural de vibración del suelo.

La propuesta de estructuración se basa en ubicar los diferentes elementos resistentes en cada planta de la edificación en estudio; para esto es conveniente ubicar una columna en los entrecruces de los ejes principales de la edificación y después definir las trabes que ligarán en cada nivel a las columnas en dos direcciones horizontales, como se muestra en la siguiente figura.



En el lado izquierdo se muestra una planta obtenida del proyecto arquitectónico junto con sus ejes letra y número definidos en tal proyecto, del lado derecho se muestra la estructuración resultado de las recomendaciones del párrafo anterior.

Las trabes que se muestran en la figura son trabes principales, ya que contribuyen a la resistencia de la edificación, existen trabes llamadas secundarias, las cuales colaboran en la distribución de cargas pero no en la resistencia de la estructura, de lo anterior se hablará posteriormente.

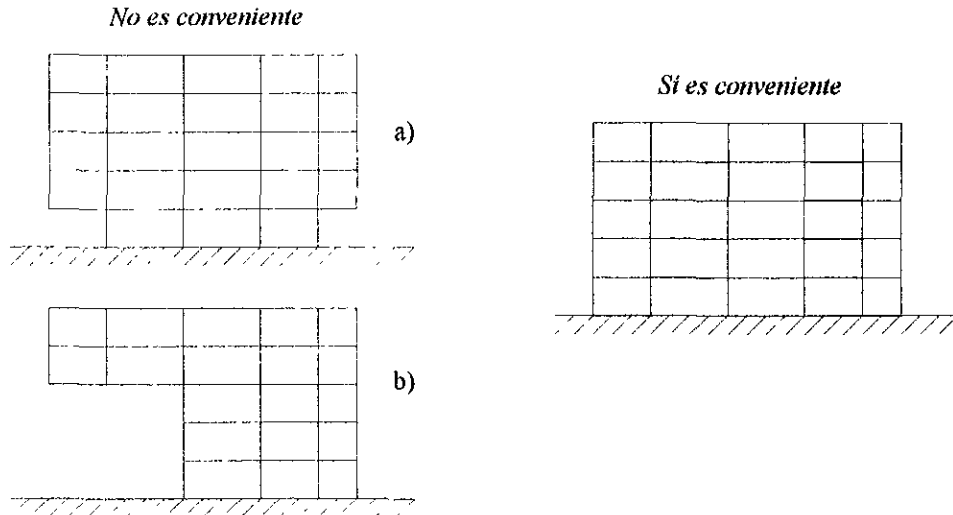
Cabe destacar que no todas las estructuraciones pueden manejarse de forma rectangular, pero lo recomendable es de que en planta se aproxime a tal forma. El caso particular "Retorno Julieta" es un claro ejemplo de que a veces no hay posibilidad de conformar una estructura rectangular y sólo se puede aproximar a una forma poligonal.

En lo que se refiere a la distribución uniforme y continua de la resistencia, se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- a) Los miembros que soportan las cargas están distribuidos uniformemente
- b) Todas las columnas y los muros son continuos y sin remetimientos desde el techo hasta la cimentación
- c) Todas las vigas están libres de remetimientos

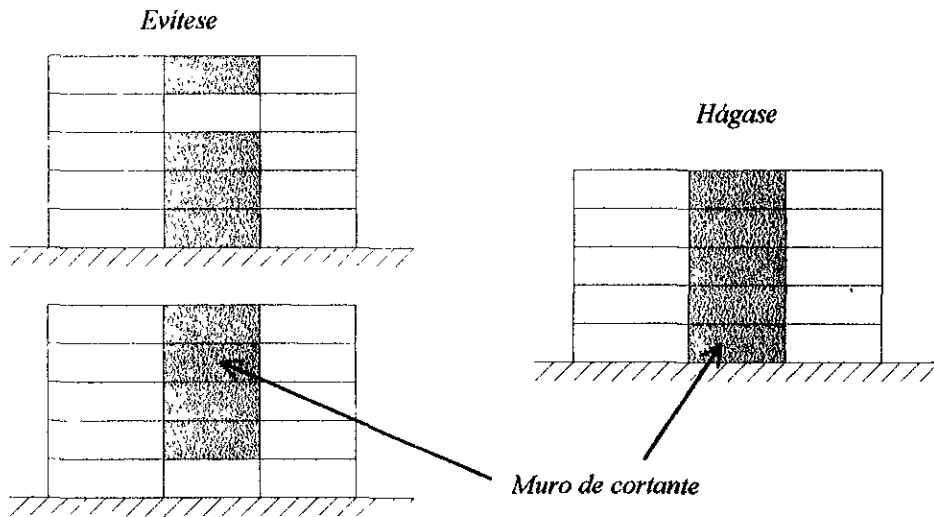
- d) Las columnas y las vigas son coaxiales
- e) Las columnas y vigas de concreto reforzado tienen ancho semejante
- f) Los miembros principales no cambian de sección repentinamente
- g) La estructura es tan continua (redundante) y monolítica como sea posible.

Esto es, en elevación se recomienda que la estructura sea continua en toda su altura; si por ejemplo se decide estructurar con marcos, éstos deben ser constantes en los diferentes niveles. La siguiente figura muestra lo que se debe y no se debe hacer.



La estructuración con el inciso a) provocaría que un piso de la estructura quedara de menor rigidez que los superiores, lo cual ha demostrado tener un mal comportamiento bajo efectos sísmicos. El inciso b) muestra una estructura asimétrica provocando un momento de volteo en sentido antihorario, que se agrava al momento de un sismo.

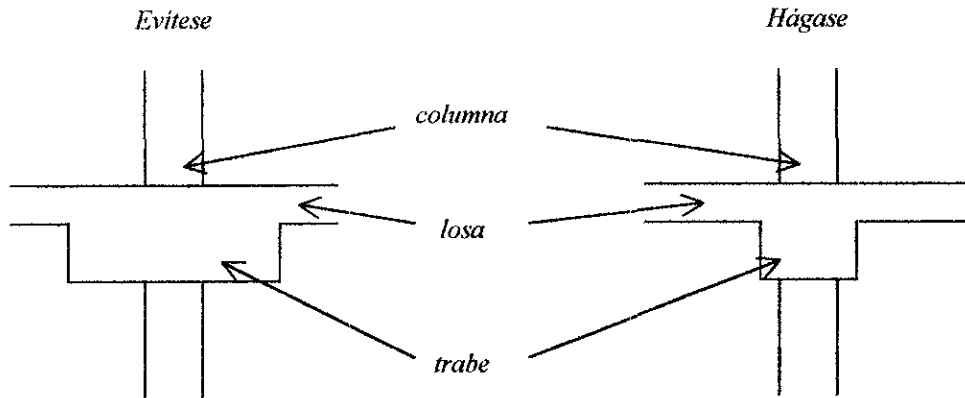
Otro ejemplo sería con marcos que alberguen muros de cortante, los cuales deben respetar también la continuidad de sus elementos, como lo mostrado en la figura siguiente:



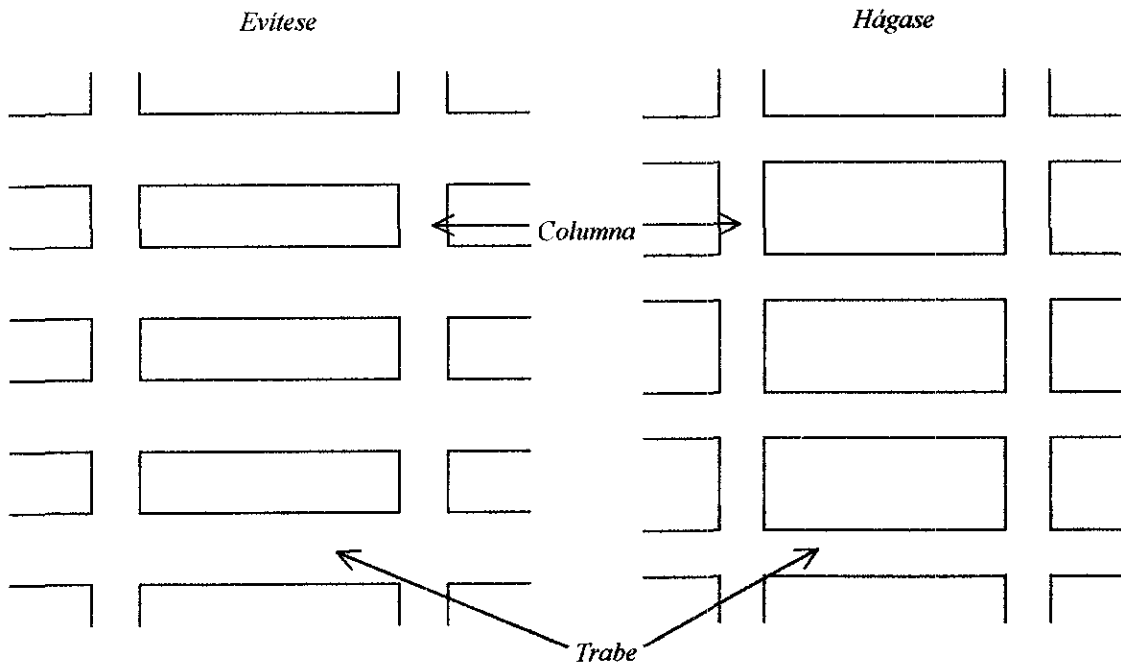
Estas recomendaciones son producto del estudio del comportamiento de edificios comparando distintas estructuraciones, teniendo un mejor comportamiento en edificios donde los muros de cortante son continuos con la elevación.

La discontinuidad en los muros de cortante provoca grandes deformaciones y desplazamientos en el piso discontinuo, el cual obviamente es de menor rigidez, por lo que se le conoce como "piso suave".

En lo que se refiere a las trabes, el ancho de éstas no debe exceder demasiado al de las columnas que la soportan, esto es para evitar problemas de continuidad, como se muestra en la figura



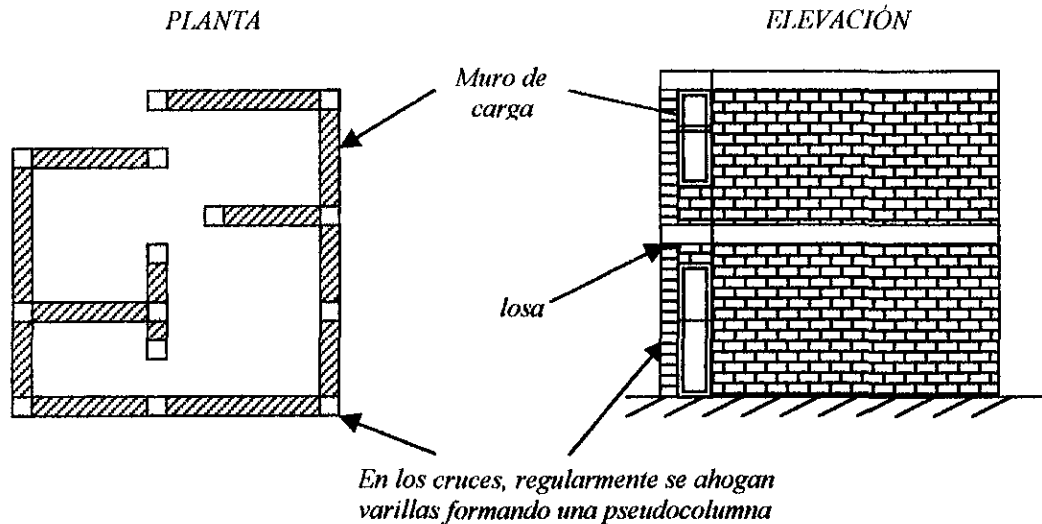
Además, para que se cumpla la disposición de que se generen articulaciones plásticas en miembros horizontales antes que en los verticales, se recomienda estructurar como sigue:



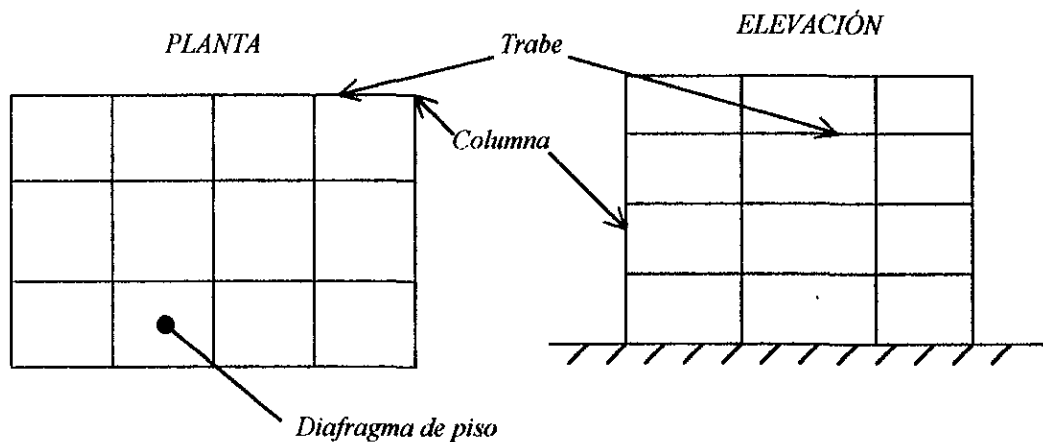
ESTRUCTURACIONES COMUNES

A continuación se muestran estructuraciones comunes en edificaciones de varios niveles (Meli, 1992):

- a) Estructuración con muros de carga: generalmente los muros son de mampostería, de piezas macizas o huecas, a estas últimas regularmente se les ahogan varillas. Un ejemplo de este tipo de estructuración lo encontramos en casas del INFONAVIT, FOVISSSTE y demás construcciones de interés social; a continuación se muestra un esquema en planta y elevación de la estructuración dispuesta con muros de carga.

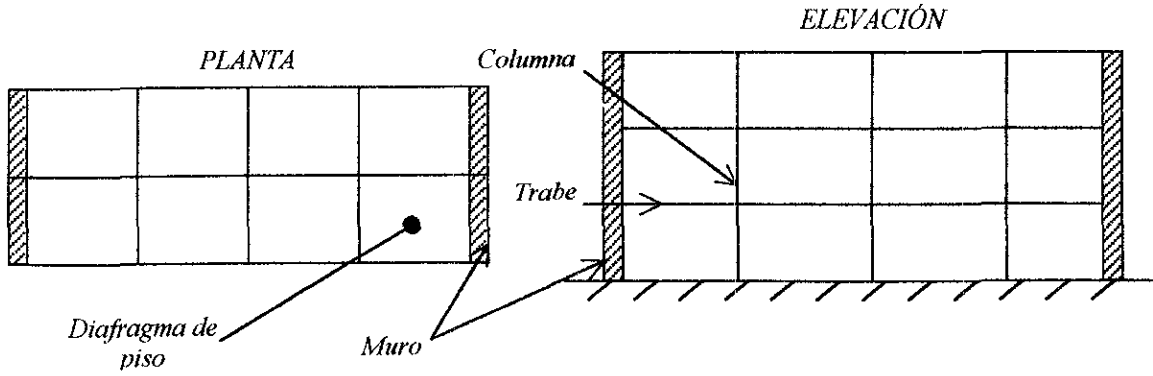


- b) Estructuración con marcos resistentes: este tipo de estructuración es muy común y se componen de marcos estructurales que están dispuestos ortogonalmente interconectados por los diafragmas de piso.

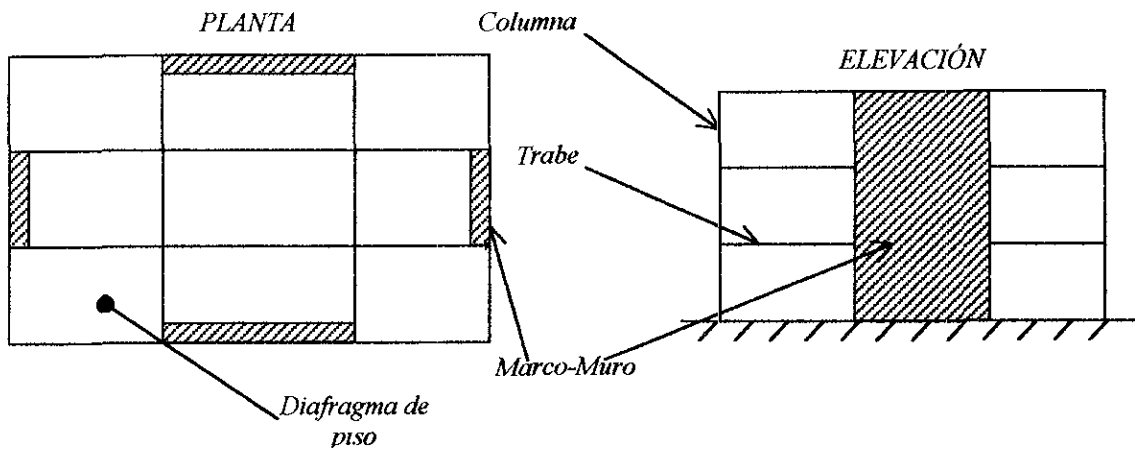


- c) Sistema marco—muro: los marcos de juntas rígidas y los muros aislados o acoplados; se pueden combinar para producir un sistema estructural con la eficiencia de un marco rígido, para soportar las cargas gravitatorias, y la eficiencia para resistir cargas laterales de un muro estructural, como se muestra en las siguientes figuras.

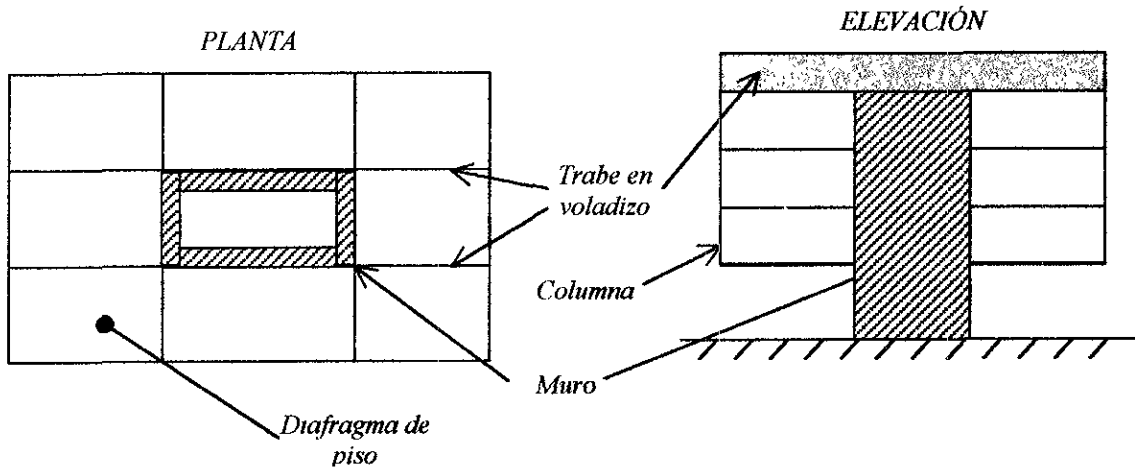
Muros en los extremos



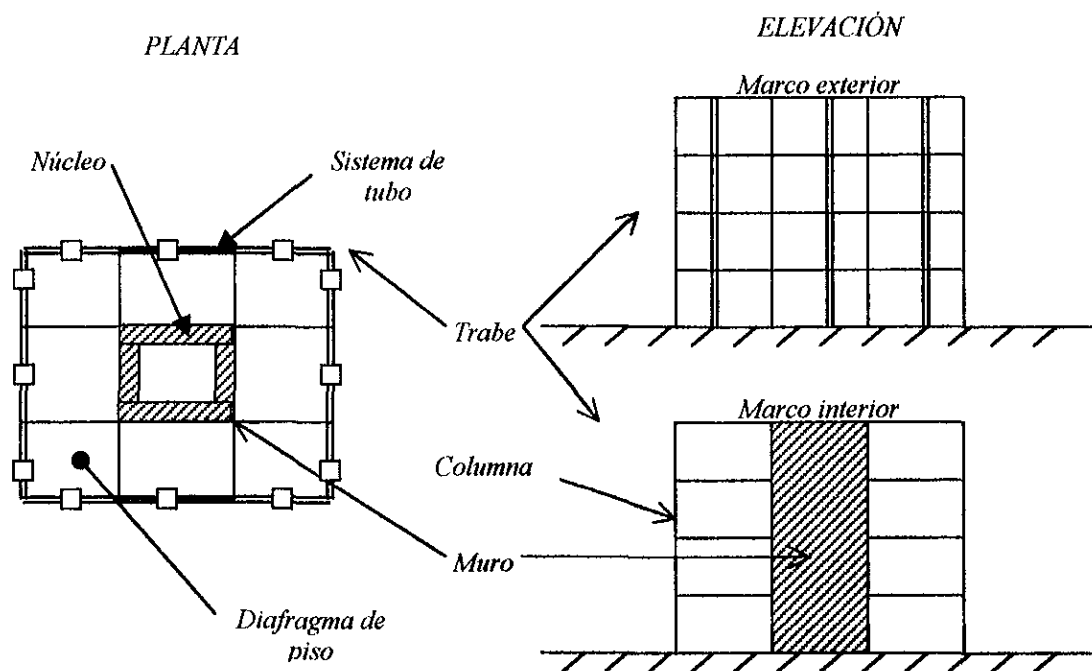
Muros intermedios



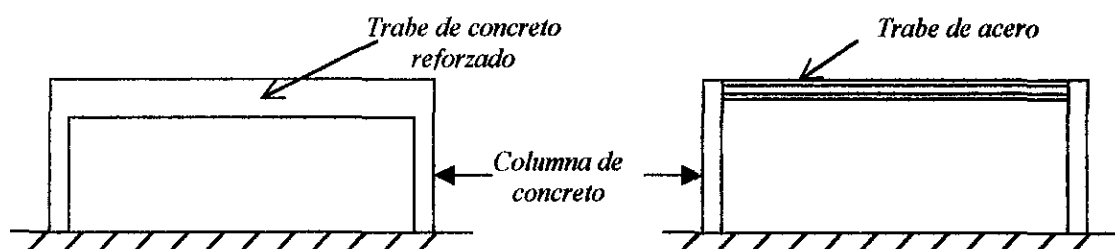
- d) Sistema en voladizo: este sistema permite que la edificación tenga suficiente espacio en el primer nivel, como se muestra en el esquema.



- e) Sistema de tubo y núcleo: es similar al sistema anterior, solo que los marcos bajan hasta la cimentación y existen más columnas que las que forman a los marcos ortogonales, como se muestra a continuación.



- f) Estructuras combinadas de concreto reforzado y acero: estas estructuraciones regularmente se utilizan cuando los claros de la edificación son grandes o cuando la construcción se tiene que realizar con mayor rapidez, entre otros; por ejemplo, en un marco donde el claro sea de gran longitud como se muestra en la siguiente figura:



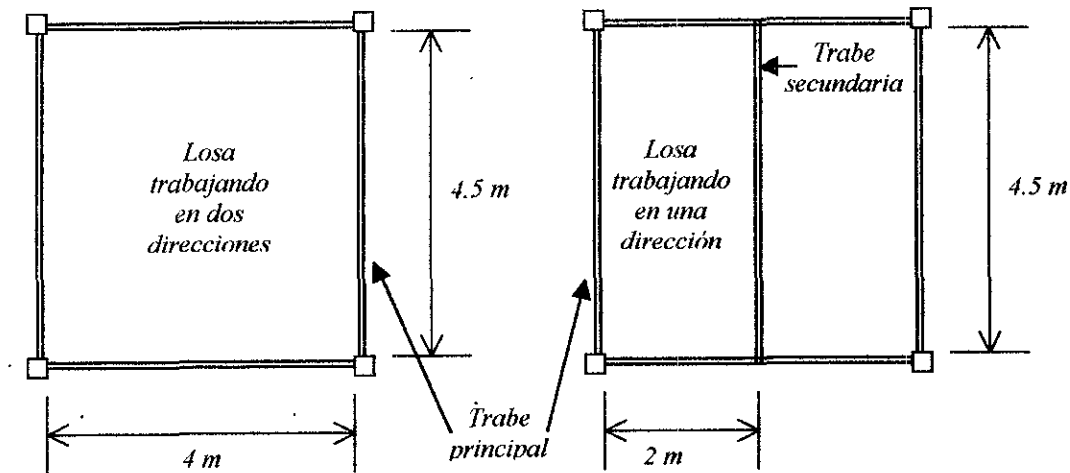
En lugar de que la trabe de concreto sea de gran peralte, se construye el marco con un perfil de acero

- g) Sistemas tubulares compuestos: en lugar de que el tubo estructural sea perimetral, se concentra en las esquinas.
- h) Estructuras prefabricadas con sistemas estructurales descritos con anterioridad.

SISTEMAS DE PISO

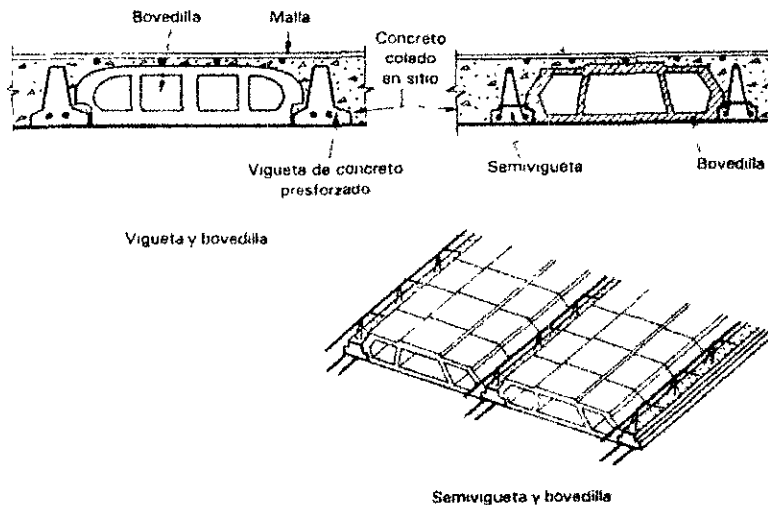
La función estructural de un sistema de piso es transmitir las cargas verticales hacia los apoyos, estos sistemas deben de formar un diafragma con alta rigidez en su plano. Los sistemas de piso comúnmente usados son:

- a) Losas macizas: estas losas pueden trabajar en una y dos direcciones, todo depende de la geometría del tablero. Por ejemplo, si la relación entre longitudes del tablero es menor o igual a dos, la losa trabajará en dos direcciones, y si esa relación es mayor de dos, la losa trabajará en una sola dirección (en sentido del lado corto). Para hacer que la losa trabaje en una o dos direcciones se le deben añadir traveses secundarios como se muestra en la siguiente figura:

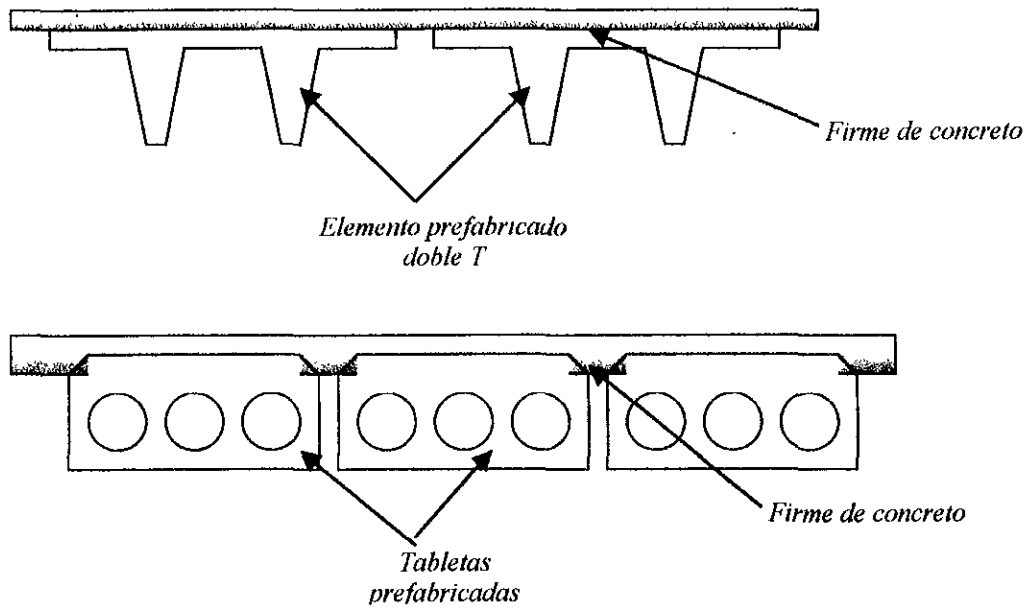


A la izquierda se tiene un tablero que trabaja en dos direcciones porque el cociente de $4.5/4 = 1.125 < 2$, pero este mismo tablero puede trabajar en una dirección si le agregamos una trabe secundaria, reduciendo el claro corto y quedando una relación de $4.5/2 = 2.25 > 2$.

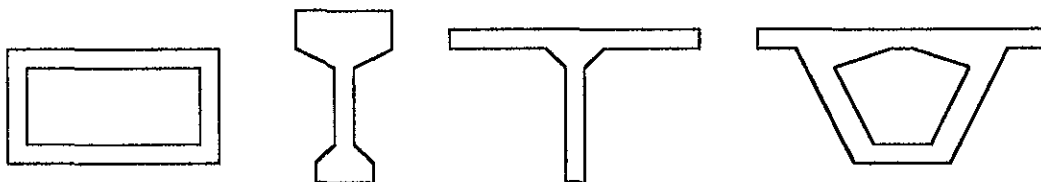
- b) Vigueta y bovedilla: este sistema hace que las cargas se transmitan en una dirección, es decir, las viguetas conducirán las cargas a las traveses de apoyo perpendiculares a ellas, como se muestra en la siguiente figura:



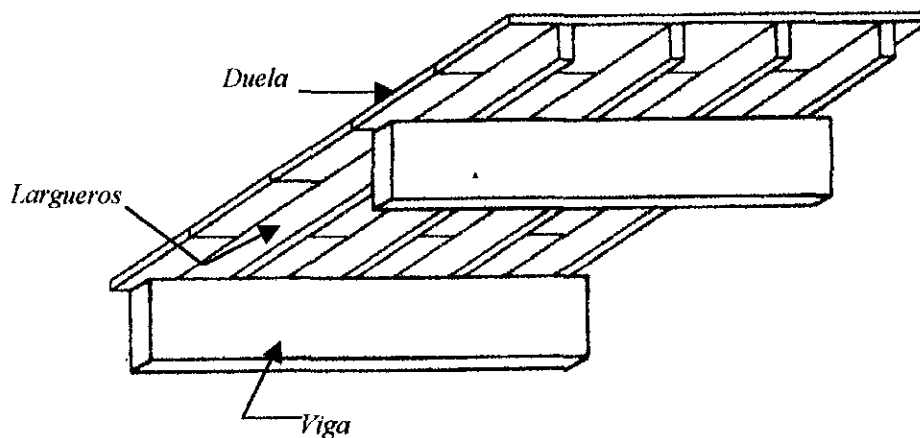
- c) Losas prefabricadas: estos tipos de losas están constituidas por elementos prefabricados unidos por un firme de concreto, que en conjunto funcionan como un sistema de piso como los mostrados a continuación:



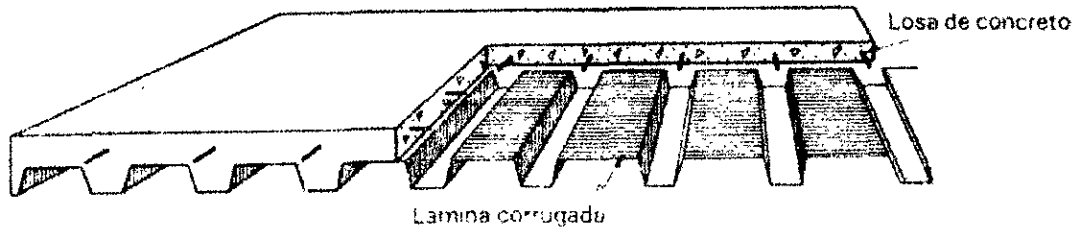
Este tipo de sistema se utiliza variando el elemento prefabricado, y como ejemplo están las siguientes secciones:



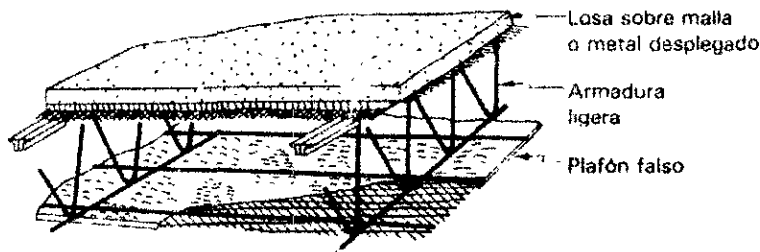
- d) Pisos de madera: son formados por piezas de madera que comúnmente tienen este arreglo:



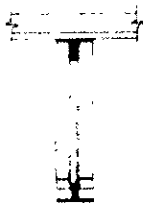
- e) Losas con elementos metálicos. de estas se tiene un sistema llamado generalmente losacero y está constituida por una lámina corrugada en la parte inferior y la losa de concreto:



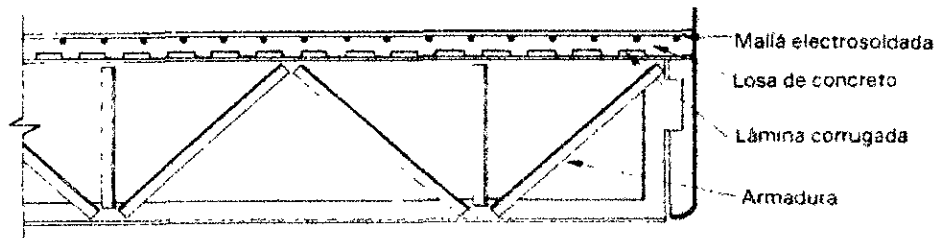
También se tiene un arreglo con armadura ligera y losa que se utiliza para pisos con poca carga; y para cargas considerables se tiene el mismo arreglo pero con una armadura de acero más competente, como se muestra en las figuras.



Armadura ligera conectada a una losa delgada de concreto para pisos con cargas pequeñas

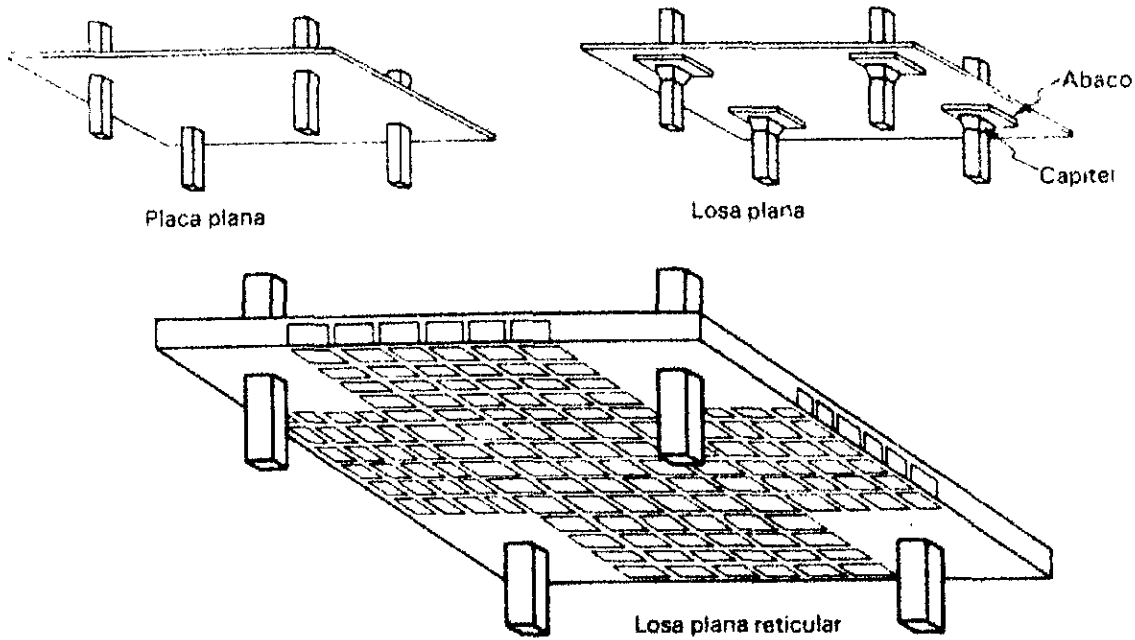


Sección



Armadura de acero conectada a una losa de concreto reforzada con lámina corrugada

- f) Losas planas: son losas que se apoyan directamente sobre las columnas y tienen la ventaja de generar una superficie plana en la parte inferior. Se tienen tres tipos: placa plana, losa plana y losa plana reticular. Para claros pequeños la solución de *placa plana* maciza es la más conveniente, mientras que para claros mayores el peralte necesario hace esta solución muy pesada y obliga al uso de ábacos y capiteles en el sistema denominado propiamente *losa plana*, con el fin de mantener pequeño el espesor de la mayor parte de la losa. En edificios comunes esta última solución es poco conveniente por la obstrucción que ocasionan los ábacos y capiteles en el espacio habitable; más atractivo es el aligeramiento de la losa formando huecos por medio de elementos removibles o que quedan formando parte de la losa, llamada en estos casos losa reticular. Se genera de esta forma una retícula de nervaduras poco espaciadas en las que se concentra el refuerzo para flexión. A continuación se muestran las figuras.



Finalmente, definiendo el tipo de estructuración de la construcción, el paso siguiente será el predimensionamiento de los elementos que conforman tal estructura.

3.2. *Predimensionamiento de elementos estructurales.*

El objetivo del predimensionamiento es definir las dimensiones de una sección transversal capaz de resistir las fuerzas ocasionadas por cargas verticales y cargas accidentales, además, tratar de que estas dimensiones provoquen deformaciones admisibles sin rebasar los límites marcados por el reglamento de construcciones.

Para dimensionar los elementos, se aplican fórmulas casi empíricas resultado de la experiencia de varios constructores y que están reflejadas dentro de códigos y normas que producen buenos resultados a la hora de diseñar y al momento de obtener sus deformaciones; a continuación se explica la forma de predimensionar.

PREDIMENSIONAMIENTO DE TRABES

Trabes principales

Como sabemos, las trabes son elementos que trabajan principalmente a flexión, siendo el peralte la dimensión que más influye en tal resistencia. Para calcular el peralte tentativo de una viga o trabe principal, se utiliza la siguiente expresión:

$$h = l/k$$

Donde:

h : es el peralte de la viga.

l : es la longitud máxima entre columnas consecutivas.

k : es una constante con valor entre 10 y 15 para vigas de concreto reforzado y entre 10 y 25 para vigas presforzadas o de acero.

Para determinar el ancho de la viga, se propone lo siguiente para concreto armado:

$$b = \alpha h$$

Siendo α un coeficiente que está entre 0.5 y 0.9

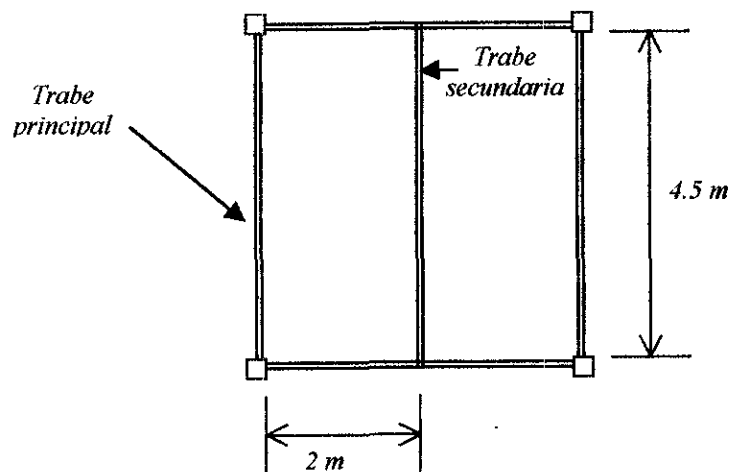
En vigas de acero o presforzadas, los anchos dependen de la sección elegida según su facilidad de conexión y funcionalidad en la obra.

Trabes secundarias

Como se comentó en párrafos anteriores, las vigas secundarias son parte de los sistemas de piso, estos elementos sirven para distribuir mejor las cargas y reducen las dimensiones de análisis de los tableros de losa.

El peralte en trabes de concreto reforzado, se calcula con la misma expresión de trabes principales, excepto que la constante k varía entre 15 y 20 dependiendo de la cantidad de vigas en un tablero, el ancho se calcula de forma idéntica. Para vigas de acero o presforzadas, se maneja una sección menor a la proyectada como principal y se va reduciendo según el número de vigas secundarias ubicadas en un tablero y la experiencia del diseñador.

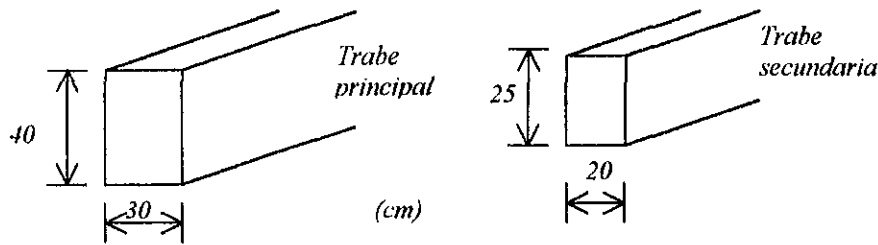
Por ejemplo, si tenemos un tablero como el mostrado:



La trabe principal tendrá un peralte $h = l/k$, si k lo suponemos de 12, entonces $h = 450/12 = 37.5$ cm, que aproximándolo a un número entero sería de 40 cm. El ancho sería $b = 0.75 \times h$, dado que 0.75 está dentro del rango entre 0.5 y 0.9, siendo $b = 40 \times 0.75 = 30$ cm

Para la trabe secundaria tendríamos un peralte de $h = 450 / 18 = 25$ cm y el ancho $b = 25 \times 0.75 = 18.75$ cm redondeándolo a 20 cm.

En resumen, las secciones transversales quedan de la siguiente forma:



Comúnmente al predimensionar la trabe del claro más largo, las dimensiones de las trabes coaxiales son idénticas, esto con el objetivo de tener la mayor continuidad posible.

Cabe destacar que algunas veces existen restricciones arquitectónicas que nos impiden dimensionar una viga con "h" peralte o "b" ancho, produciendo que el cociente manejado de b/h rebase la unidad y que el peralte proyectado sea menor al arrojado por l/k, esto complicará un poco el diseño de las trabes, por lo cual requiere de mayor cuidado.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Uno de los elementos más importantes en una edificación es la columna, ya que la falla de una de éstas puede provocar el colapso total de la estructura, no así las trabes o las losas.

Para dimensionar una columna de concreto reforzado es necesario:

- Seleccionar una columna interna o de centro de nuestra estructuración en cuestión, con el fin de que tenga la mayor área tributaria
- Después suponer una columna cuadrada de la misma dimensión que el ancho de la viga principal concurrente para tomar en cuenta el peso propio de la columna, aunque ésta cambie de sección posteriormente
- Se multiplica el área tributaria por la suma de la carga viva máxima y la carga muerta que propone el reglamento en cada nivel (el área tributaria y las cargas de diseño se explicarán con mayor detalle en el siguiente subcapítulo)
- Se suman los pesos propios de las trabes y demás elementos que carga la columna y
- El área tentativa de la columna será A_c , calculada con la siguiente expresión:

$$A_c = \frac{\sum W}{\beta f'c}$$

Donde:

A_c es el área tentativa de la sección transversal de la columna

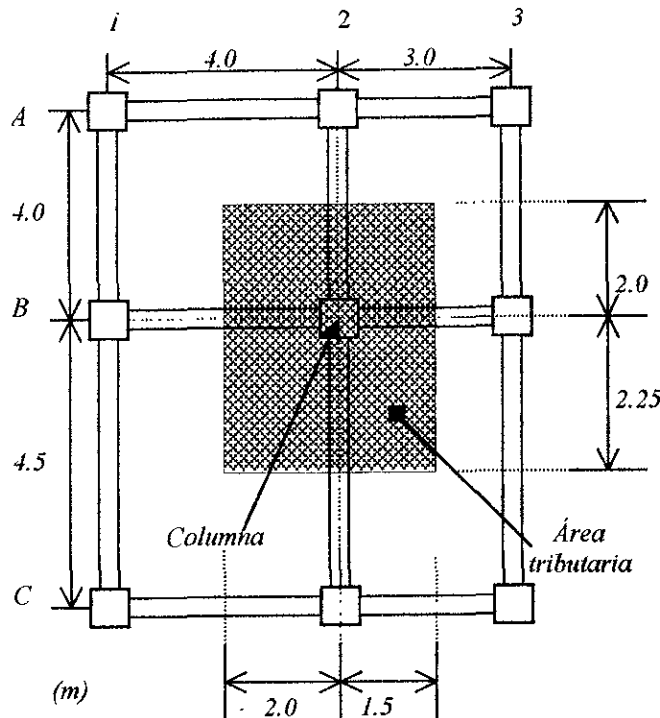
$\sum W$ es la sumatoria de los pesos de cada nivel (cargas máximas de servicio)

$f'c$ es la resistencia en compresión simple del concreto

β es un coeficiente que varía entre 0.2 y 0.4, según la experiencia de varios autores

Dependiendo de la forma que se requiera, según la estructuración o el proyecto arquitectónico, se obtienen las dimensiones de la columna despejando tales de la fórmula para obtener el área de la geometría seleccionada.

Para entender mejor lo expuesto, se predimensionará la columna de centro de la siguiente estructuración en planta:



DATOS

Edificación de 2 niveles
(entrepiso y azotea)

Trabe principal
40x30 cm

Carga muerta:
- Azotea 450 kg/m²
- Entrepiso: 390 kg/m²
Estas cargas incluyen la losa y los recubrimientos

Carga viva máxima:
- Azotea: 100 kg/m²
- Entrepiso: 170 kg/m²

γ concreto reforzado 2.40 ton/m³

Altura entre niveles 2.80 m

$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Con los datos anteriores se hace el cálculo de la carga muerta y viva por nivel:

$$\text{Área tributaria } A_T = (2+2.25)(2+1.5) = 14.875 \text{ m}^2$$

Azotea.

$$\begin{aligned} \text{CM} + \text{CV}_{\text{max}} &= 450 + 100 = 550 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Peso de azotea} &= (550)(14.875) = 8181.25 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Entrepiso:

$$\begin{aligned} \text{CM} + \text{CV}_{\text{max}} &= 390 + 170 = 560 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Peso de azotea} &= (560)(14.875) = 8330.00 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Peso propio de traves principales:

$$\begin{aligned} \text{Peso por unidad de longitud, trabe eje B} &= \text{trabe eje 2} = (0.4)(0.3)(2400) = 288 \text{ kg/m} \\ \text{Peso de traves por nivel} &= (288)(2.0+1.5+2.25+2.0) = 2232.00 \text{ kg} \\ \text{Por dos niveles} &= 2(2232) = 4464.00 \text{ kg} \end{aligned}$$

Peso propio de la columna (supuesta de 30x30 cm):

$$\begin{aligned} \text{Peso por unidad de longitud} &= (0.3)(0.3)(2400) = 216 \text{ kg/m} \\ \text{Peso de la columna por nivel} &= (216)(2.80) = 604.80 \text{ kg} \\ \text{Por dos niveles} &= 2(604.80) = 1209.60 \text{ kg} \end{aligned}$$

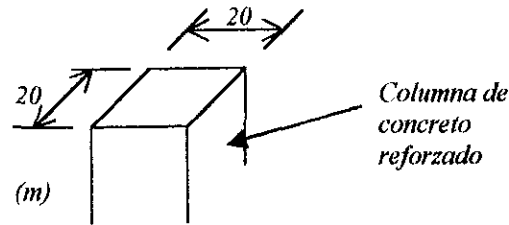
Por lo tanto, la $\Sigma W = 8181.25 + 8330.00 + 4464.00 + 1209.60 = \underline{22184.85 \text{ kg}}$

Aplicando la fórmula $A_c = 22184.85 / (0.2 \times 250) = \underline{443.697 \text{ cm}^2}$

Finalmente se supone una geometría; si suponemos una columna cuadrada, sus dimensiones serán:

$$B = (443.697)^{1/2} = 21.064 \text{ cm}$$

Dado que se supuso una columna de 30x30 cm y las dimensiones arrojadadas son menores, la columna puede quedar de 20x20 cm, como se muestra en el esquema:



PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

Losas macizas

Una losa maciza de concreto armado se predimensiona teniendo en cuenta que el peralte sea mayor al mínimo estipulado por el reglamento de construcciones, que para el Distrito Federal es:

$$d_{min} = \frac{\text{Perímetro}}{300}$$

Para determinar el perímetro del tablero, se debe aumentar la longitud de los lados discontinuos en un 50% cuando éstos no sean monolíticos con sus apoyos, y un 25% cuando sí lo sean. En losas alargadas ($a_1/a_2 > 2$), el peralte mínimo será el correspondiente a un tablero con dimensiones a_2 y $2a_2$. La expresión será válida si:

$$f_s \leq 2000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad w \leq 380 \text{ kg/m}^2$$

Donde:

- f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm^2 , el cual puede suponerse igual a $0.6f_y$
- w es la carga aplicada en la losa en condiciones de servicio, en kg/m^2

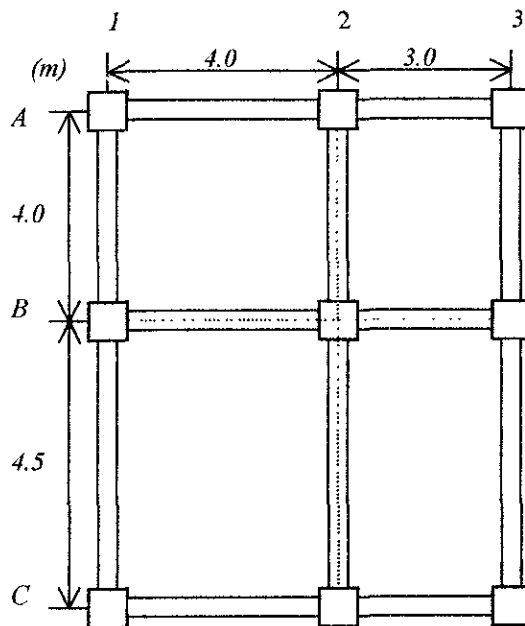
Cuando sea rebasado alguno de los dos valores, el peralte mínimo se multiplicará por lo calculado con la siguiente expresión:

$$0.034 \sqrt[4]{f_s w}$$

El espesor de la losa será la suma del peralte mínimo más el recubrimiento dado para proteger el acero que se colocará en la losa, es decir:

$$h_{losa} = d_{min} + r$$

Como ejemplo, se predimensiona la losa del tablero entre ejes 2-3 y A-B, con los datos mostrados:



DATOS

Trabe principal de 40x30 cm

Carga muerta: 250 kg/m²

Carga viva máxima: 170 kg/m²

γ concreto reforzado 2.40 ton/m³

Acero de refuerzo
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Para comenzar, debemos suponer un espesor de losa, los espesores comunes en losas de concreto armado son entre 8 y 12 cm, por lo que la supondremos de 12 cm.

Con $h = 12 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{Peso propio de losa} &= 0.12 (2400) = 288 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Carga muerta} &250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Carga viva} &\underline{170 \text{ kg/m}^2} \\ w &= 708 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Como $w > 380 \text{ kg/m}^2$ se tendrá que multiplicar d_{\min} por el factor

El perímetro será la suma de las longitudes del tablero descontando la unión de las trabes, es decir:

$$P = (400 - 15 - 15) + (300 - 15 - 15) + (400 - 15 - 15)(1.25) + (300 - 15 - 15)(1.25) = 1440 \text{ cm}$$

Se multiplican dos lados por 1.25 ya que éstos son discontinuos pero monolíticos con sus apoyos.

Calculamos el d_{\min} aplicando la expresión:

$$d_{\min} = \frac{1440}{300} = 4.8 \text{ cm}$$

Éste valor se multiplica por:

$$0.034 \sqrt[4]{(0.6 \times 4200)(708)} = 1.243$$

Finalmente, el peralte será:

$$d = 4.8 (1.243) = 5.96 \text{ cm}$$

Si el recubrimiento lo suponemos de 2 cm, entonces

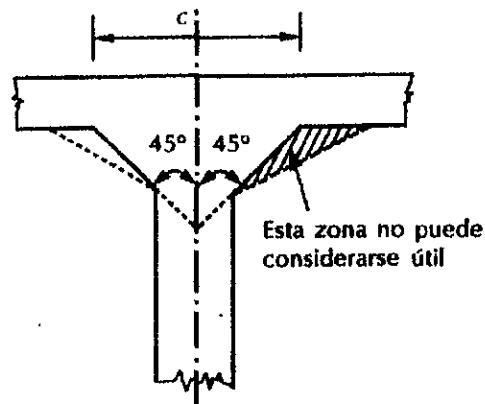
$$h = 6 + 2 = 8 \text{ cm.}$$

Este espesor es menor al supuesto, con lo cual podemos decir que el *espesor de 8 cm es adecuado*.

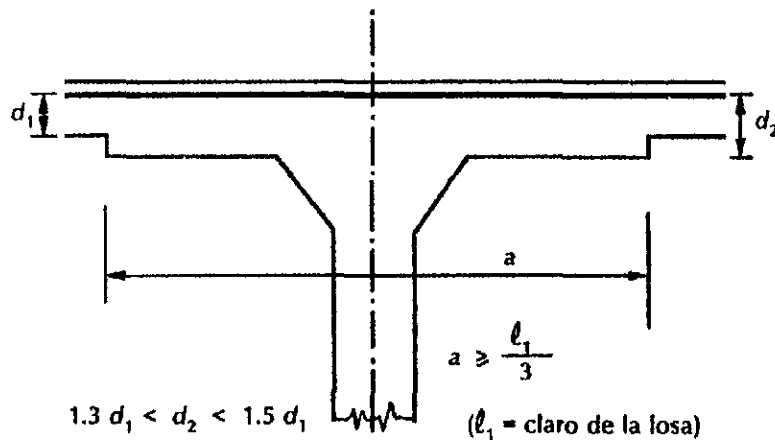
Losas planas

En losas planas, lo que se predimensiona son los elementos constitutivos, como son los capiteles, los ábacos y las nervaduras.

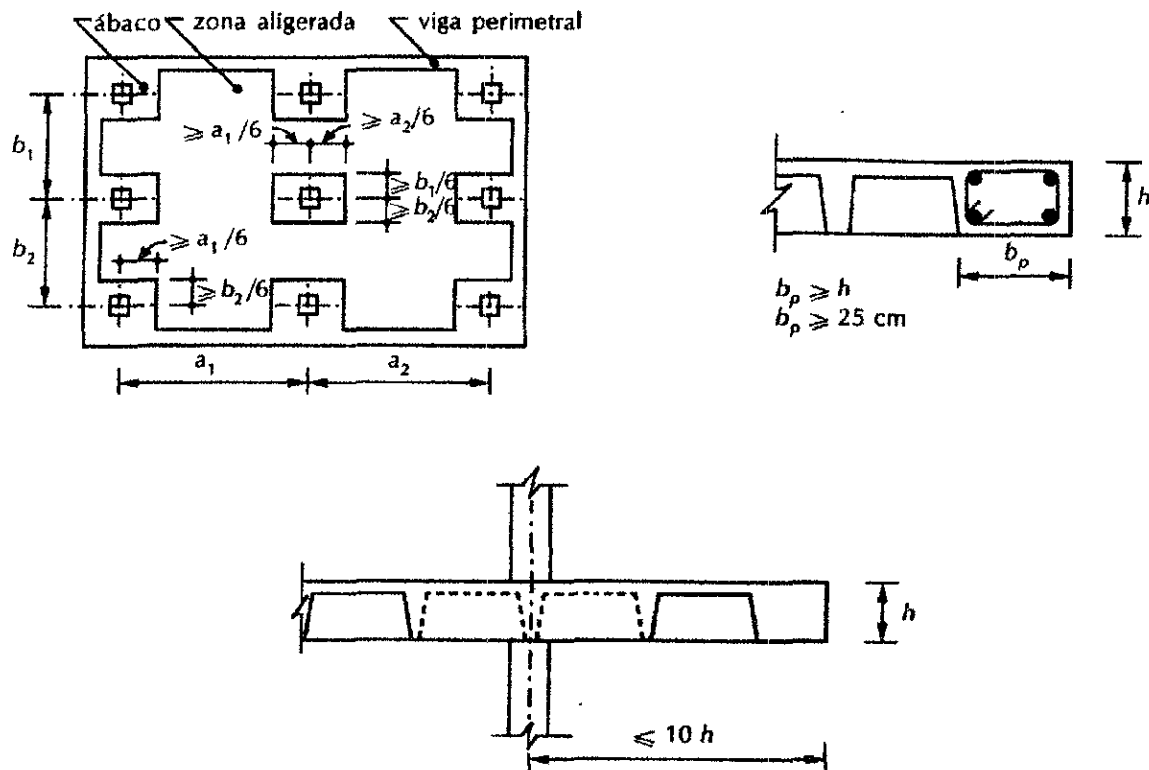
Las ampliaciones de la columna en su parte superior se le llama capitel y tiene la función de aumentar el perímetro de la sección crítica en cortante por penetración. Las caras del capitel no deben formar ángulos mayores a 45° con el eje de las columnas, porque si fuera mayor, la parte que no queda inscrita en cono circular recto no sería útil, como se muestra en la siguiente figura:



El ábaco es una zona de la losa, alrededor de la columna, con mayor peralte y tiene como función aumentar el peralte de la losa en la zona en que se presenta el mayor momento flexionante y en donde es crítico el cortante por penetración. Generalmente es cuadrado o rectangular y se recomienda que en planta no sean menores que un sexto del claro en la dirección considerada a cada lado del eje de las columnas. La proyección del ábaco por abajo de la losa debe quedar comprendida entre ciertos límites. El mínimo es tal que el peralte efectivo del ábaco sea por lo menos 1.3 veces el peralte efectivo de la losa y el máximo sea a lo sumo 1.5 veces dicho peralte, como se muestra en el esquema:



También se recomienda que las losas aligeradas que lleven volados, se rematen con una viga cuyo ancho sea por lo menos igual al espesor de la losa o 25 cm y que la longitud del volado no exceda de 10 veces dicho espesor. Tales recomendaciones y las dimensiones de los ábacos se muestran en la siguiente figura:



Losas prefabricadas

Dentro de esta acepción se pueden considerar las losas constituidas por elementos prefabricados, los cuales pueden ser pretensados como las viguetas dentro del sistema vigueta y bovedilla, y postensados como traveses doble T, tabletas y otros que se construyen en fábrica junto con torones enductados y al colocarlos en la losa, se realiza el tensado de estos torones.

El predimensionamiento de estas losas está sujeta a las recomendaciones que da el fabricante o especialista en sistemas prefabricados, ya que los elementos que utiliza cada sistema en particular son de ciertas especificaciones constructivas. De lo anterior podemos decir que dependiendo del sistema que proponga el fabricante, podremos hacer los predimensionamientos necesarios asesorándonos con él.

Con el fin de entender mejor lo anterior, se diseñará una losa postensada en el siguiente capítulo, dado que el proyecto "Retorno Julieta" lo contempla.

3.3 Bajada de cargas

Como ya se ha mencionado antes, una estructura debe soportar una serie de acciones externas que le ocasionan deformaciones, desplazamientos y ocasionalmente daños; todos estos constituyen la respuesta de la estructura.

Por acciones se entiende lo que generalmente llamamos las cargas; pero esta acepción más general incluye a todos los agentes externos que inducen en la estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones.

Una de las primeras tareas del proyectista es la de hacer una determinación de todas aquellas acciones o cargas que pueden afectar la estructura en cuestión, ocasionando en ella efectos importantes.

El Reglamento del Distrito Federal distingue los siguientes tipos de acciones:

1. *Acciones permanentes.* Son las que actúan de forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. Entran en esta categoría: las cargas muertas, debidas al peso propio de la edificación (como trabes, muros de cortante, muros divisorios, instalaciones, etc.), el empuje de tierras o líquidos de carácter permanente; las deformaciones y desplazamientos impuestos en la estructura como por ejemplo el efecto del presfuerzo y a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos, a la contracción por fraguado del concreto, entre otros.
2. *Acciones variables.* Estas son acciones que actúan con una intensidad variable con respecto al tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante periodos largos; es ejemplo las cargas vivas, las cuales se deben principalmente al funcionamiento de la construcción y que no tienen un carácter permanente (como muebles, personas, equipo, etc.); los efectos de cambios volumétricos y los de temperatura que tienen un comportamiento independiente del tiempo.
3. *Acciones accidentales.* Las acciones accidentales no son propias del funcionamiento de la edificación, sino de efectos externos que pueden llegar a ser significativos por un periodo corto de la vida útil de la estructura. Se contemplan las cargas excepcionales tales como sismo, viento, oleaje y explosiones.

Las acciones permanentes y variables son objetivos de este subcapítulo, pero lo que se refiere a las acciones accidentales, se hablará dentro del análisis sísmico (siguiente subcapítulo).

Las cargas se deben a fenómenos físicos generalmente complejos, y para poder evaluar su efecto en la estructura se requiere un modelo de dichas cargas. El modelo consiste usualmente en un sistema de fuerzas concentradas, lineales o uniformemente distribuidas que pretenden reproducir el efecto de las acciones.

En el caso de las acciones dinámicas, el modelo puede ser un sistema de fuerzas equivalentes o una excitación propiamente dinámica descrita por medio de una ley de variación con el tiempo de las deformaciones impuestas a la estructura. Así, se puede modelar la carga viva sobre la losa de un edificio como una carga uniformemente distribuida, la carga viva en puentes como cargas concentradas distanciadas según el camión de diseño, y la carga de un muro sobre una losa será una carga linealmente distribuida. Los modelos de acciones que se emplean en el diseño a veces son simplificaciones excesivamente burdas del fenómeno real que pueden conducir a errores importantes.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal define tres tipos de cargas:

CARGA MUERTA

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, como los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros y fachadas, la ventanería, las instalaciones y todos aquellos elementos que se

conservan en posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura. La carga muerta es, por tanto, la principal acción permanente.

La valuación de la carga muerta es relativamente sencilla, porque sólo se requiere de la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción y su multiplicación por los pesos volumétricos de sus materiales constitutivos

En su mayoría, las cargas muertas se representan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la construcción, aunque hay casos de cargas lineales (muros divisorios) y concentradas (equipos fijos).

En la siguiente página se muestra una tabla donde se tienen los pesos volumétricos de algunos materiales de construcción; el valor máximo se utilizará cuando el análisis sea por gravedad, donde el mayor peso es desfavorable y la mínima cuando el análisis sea por estabilidad, ya que el mayor peso favorecería a la estabilidad de la estructura, en otras palabras, se utilizará siempre el peso que sea más desfavorable para cada análisis.

El peso por unidad de área de las losas o firmes colados *in-situ* es generalmente mayor al calculado a partir del espesor nominal especificado en planos; esto se debe a que los espesores de las losas son casi siempre superiores a los marcados en planos, ya que las irregularidades y desniveles en las cimbras se suelen corregir emparejando el nivel superior de la losa. Algo semejante pasa con los pisos y firmes que se colocan sobre dichas losas.

Para tomar en cuenta lo anterior, el RCDF-93 especifica que por cada losa o firme de peso volumétrico normal, coladas *in-situ*, deberá aumentarse 20 kg/cm^2 al peso propio que resulta de las dimensiones nominales de la losa o firme.

CARGA VIVA

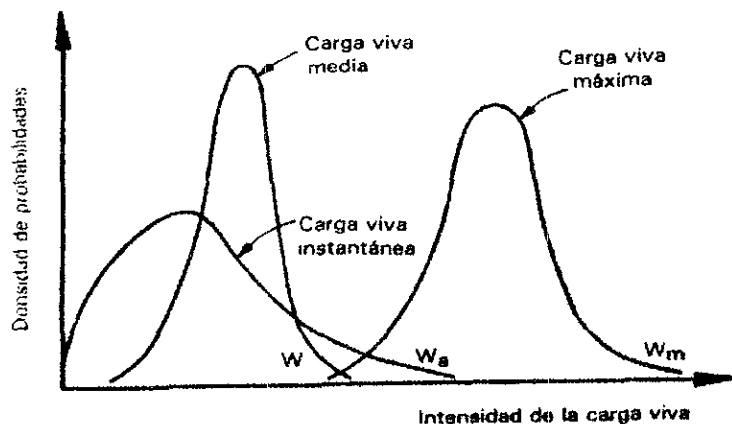
La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la construcción; incluye, por tanto, todo aquello que no tiene un lugar fijo y definitivo dentro de la misma y no puede considerarse como carga muerta. Entonces, la carga viva considera el peso y las cargas debidas a muebles, mercancías, equipos y personas; la carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño.

Dependiendo de la combinación de cargas que se esté analizando, pueden identificar diferentes valores de la carga viva:

1. *Carga viva máxima*: la cual se utiliza cuando se analiza la estructura por carga vertical, por lo que interesa la máxima intensidad que puede adquirir a lo largo de la vida esperada de la estructura.
2. *Carga viva media*: ésta se usa para fines de estimar los efectos de largo plazo; así, para calcular las deformaciones diferidas en estructuras de concreto, y hundimientos en suelos arcillosos saturados, que reaccionan muy lentamente con el tiempo, interesa el valor medio que la carga viva adquiere en un lapso del orden de años.
3. *Carga viva mínima*: para los casos en que las cargas gravitatorias sean favorables a la estabilidad de la estructura como en problemas de volteo o flotación, interesa la carga viva mínima, o sea el menor valor de la carga que pueda tomar en la vida útil de la construcción. Como en todos los casos, existe una probabilidad alta de que la carga viva sea nula en cierto momento, por lo que la carga viva mínima debe siempre tomarse igual a cero.
4. *Carga viva accidental*: la carga viva accidental es el valor que puede adquirir en un instante cualquiera dentro de la vida útil de la construcción; esto es en el instante en que ocurra la acción accidental.

Material	Peso en t/m ³	
	Mínimo	Máximo
I. Piedras naturales		
Chilucas y canteras (secas)	1.75	2.45
Chilucas y canteras (saturadas)	2.00	2.50
Basaltos (piedra braza)	2.35	2.60
Granito	2.40	3.20
Mármol	2.55	2.60
Pizarras	2.30	2.80
Tepetate (seco)	0.75	1.60
Tepetate (saturado)	1.30	1.95
Tezontle (seco)	0.65	1.25
Tezontle (saturado)	1.15	1.55
II. Suelos		
Arena de mina (seca)	1.40	1.75
Arena de mina (saturada)	1.85	2.10
Grava	1.40	1.60
Arcilla típica del Valle de México	1.20	1.50
Cemento	1.50	1.60
Mortero	1.00	1.00
III. Piedras artificiales y concretos		
Concretos simple y agregado normal	2.00	2.20
Concreto reforzado	2.20	2.40
Mortero, cal y arena	1.40	1.50
Mortero, cemento y arena	1.90	2.10
Yeso	1.10	1.50
Tabique de barro macizo recocido	1.30	1.50
Tabique de barro prensado	1.60	2.20
Bloque hueco de concreto (ligero)	0.90	1.30
Bloque hueco de concreto (intermedio)	1.30	1.70
Bloque hueco de concreto (pesado)	2.00	2.20
IV. Varios		
Caoba (seca)	0.55	0.65
Caoba (saturada)	0.70	1.00
Cedro (seco)	0.40	0.55
Cedro (saturado)	0.50	0.70
Oyamel (seco)	0.30	0.40
Oyamel (saturado)	0.55	0.65
Pino (seco)	0.45	0.65
Pino (saturado)	0.80	1.00
Encino (seco)	0.80	0.90
Encino (saturado)	0.80	1.00
Vidrio plano	0.80	3.10
	Peso en kg/m ²	
Azulejo	10	15
Mosaico de pasta	25	35
Mosaico de terrazo (20 x 20)	35	45
Mosaico de terrazo (30 x 30)	45	55
Granito de terrazo (40 x 40)	55	65
Loseta asfáltica o vinílica	5	10
Falso plafón de aplanado (incluye malla)	40	
Mármol de 2.5 cm de espesor	52.50	
Cancelería metálica para oficina	35.0	
Tablarroca de 1.25 cm	8.50	

Los valores que proporciona el reglamento sobre las cargas vivas son probabilísticos, semejando a la distribución de la gráfica siguiente:



Los edificios urbanos cumplen funciones muy diversas y dentro de un mismo edificio hay áreas destinadas a usos muy diferentes. Por ende, debe especificarse una gama amplia de cargas vivas que abarquen las diversas situaciones.

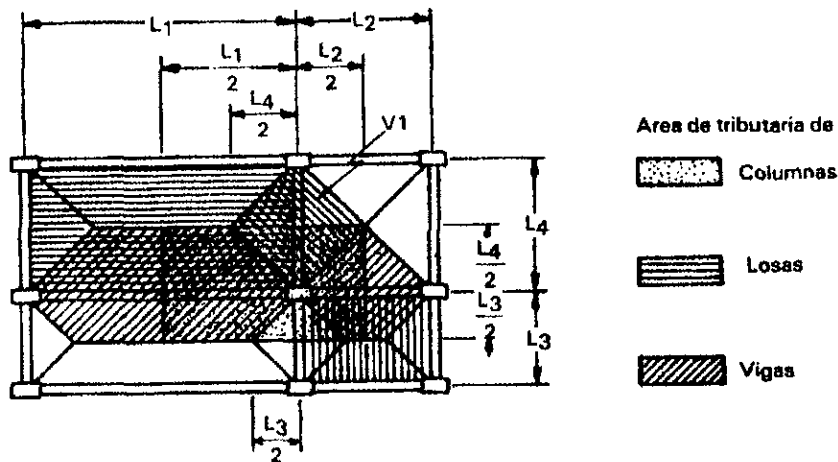
El reglamento de construcción incluye una tabla de cargas vivas para los distintos usos de las zonas de un edificio, la cual se muestra a continuación:

Destino de piso o cubierta	W	W_a	W_m
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170
b) Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
c) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350
d) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450
e) Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)	40	250	350
f) Comercios, fábricas y bodegas	$0.8 W_m$	$0.9 W_m$	W_m
g) Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100
h) Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5%	5	20	40
i) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300
j) Garages y estacionamientos (para automóviles exclusivamente)	40	100	250

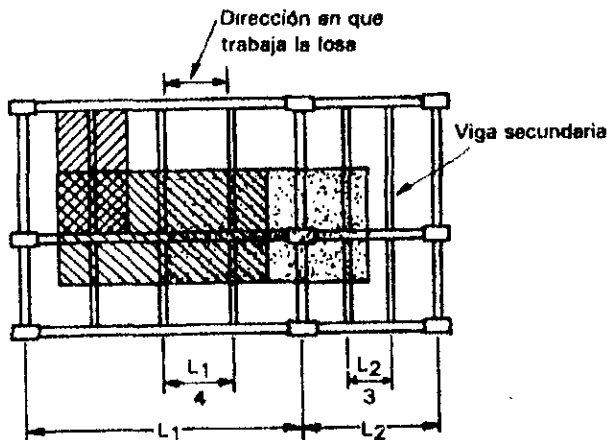
Área tributaria

Debe entenderse por área tributaria de un elemento aquella que, al multiplicarla por la carga uniforme equivalente, define la carga total que se debe considerar actuando sobre el elemento y que produce efectos iguales a los de la distribución real de cargas sobre la estructura.

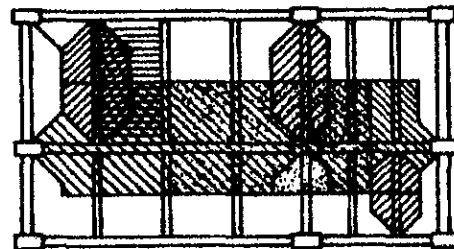
En la figura siguiente, se muestran las áreas tributarias de sistemas de piso típicos.



Sistema de piso con losa en dos direcciones, vigas principales y columnas.



Sistema de piso con vigas principales, vigas secundarias y losa en una sola dirección.



Sistema de piso con losa en dos direcciones, vigas secundarias y principales y columnas.

REPARTICIÓN DE CARGAS

Si se logra identificar bien el viaje o la repartición de las cargas de la estructura, se logrará una buena bajada de cargas y se reducirá el error en el análisis estructural. El viaje de las cargas se deduce del trabajo de cada uno de los elementos estructurales y de la geometría de ellos.

Para explicar mejor este proceso, se identificará la distribución de las cargas en los elementos estructurales comunes:

Sistemas de piso

Las cargas actuantes en los sistemas de piso son cargas por unidad de área, debidas a la carga muerta, carga viva máxima, carga viva media y carga viva accidental como lo menciona el RCDF-93, estas cargas se calculan más o menos como sigue.

La carga muerta (W_{CM}) será la suma de:

peso propio de la losa	γ material x espesor de losa
peso adicional marcado por el RCDF	20 kg/m ²
peso del piso que se va a construir	tabla de materiales del RCDF
peso del firme con el que se va a nivelar	γ material x espesor de firme
peso adicional	20 kg/m ²
peso de las instalaciones eléctricas, sanitarias, hidráulicas, etc.	especificación del proveedor
peso de rellenos para desnivel	γ material x espesor de relleno
Peso de impermeabilizantes, repellados y aplanados prefabricados, etc.	<u>especificaciones del fabricante</u>
	$\Sigma W = W_{CM}$

La carga viva de cada rubro será la estipulada por el RCDF dependiendo del uso del inmueble, la importancia y la ubicación del mismo.

Enseguida se comenta la distribución de las cargas dependiendo del sistema de piso:

Losas macizas: éstas pueden trabajar en una o dos dirección. La losa trabajará en dos direcciones cuando el cociente entre la longitud mayor y la menor sea igual o inferior a 2, y si el cociente es mayor, el trabajo de la losa será en una dirección (en dirección del lado corto), o sea:

$$si \quad \frac{a_1}{a_2} \leq 2 \quad \text{la losa trabaja en dos direcciones}$$

$$si \quad \frac{a_1}{a_2} > 2 \quad \text{la losa trabaja en una dirección}$$

Donde

a_1 es la longitud del lado largo

a_2 es la longitud del lado corto

En la distribución de cargas se toma en cuenta tal trabajo y se tiene que, para las losas que trabajan en dos direcciones se utilizan un área tributaria triangular en el lado corto y un área trapecial en el lado largo.

Con base en lo anterior, la trabe corta recibirá la carga que contenga el triángulo y la trabe larga la que contenga el trapecio

Para estructuras de concreto reforzado se acepta la simplificación de que en lugar que el modelo de la carga sea triangular o trapecial, se le transforme a una carga lineal uniformemente repartida equivalente, la cual se obtiene con la siguiente expresión

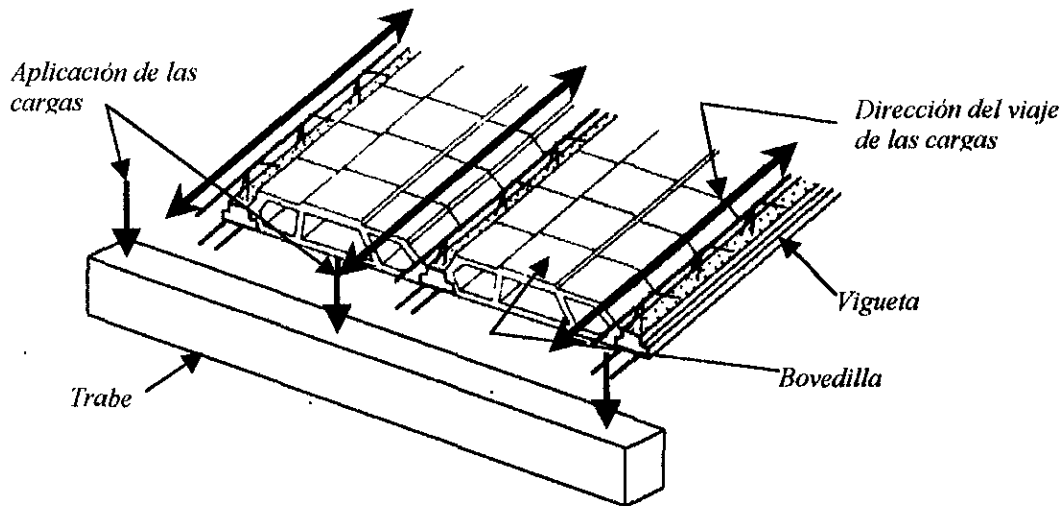
$$w = \frac{A_T \cdot W_i}{L}$$

Donde:

- w es la carga lineal uniformemente repartida
- A_T es el área tributaria asociada a la trabe
- W_i es la carga uniforme por unidad de área de la condición i
- L es la longitud de la trabe en cuestión

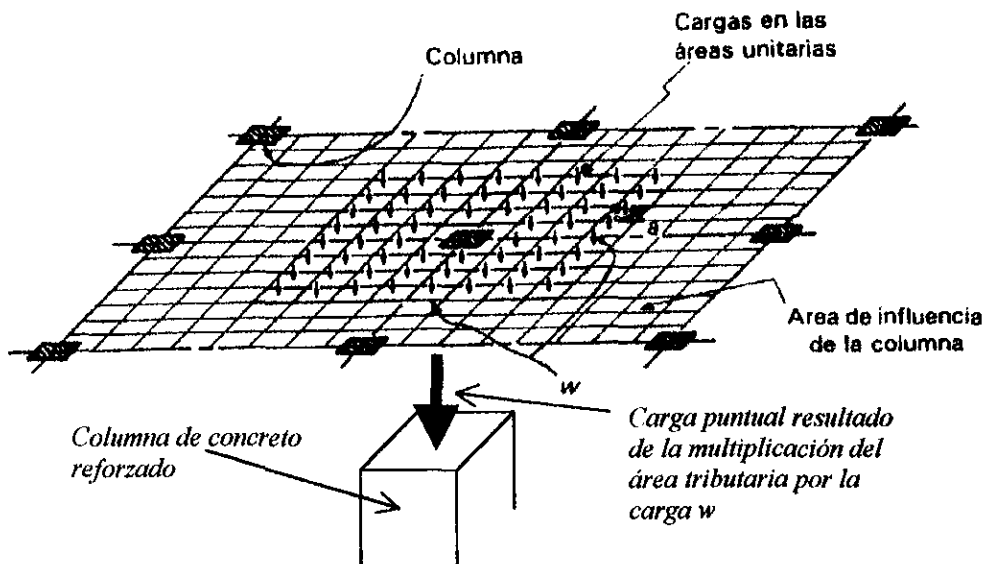
En estructuras metálicas no es conveniente tal simplificación, ya que los efectos provocados entre un modelo de carga y otro son notoriamente distintos.

Vigueta y bovedilla (prefabricados): como se comentó dentro de la estructuración, la resistencia de la losa la da el sistema vigueta—bovedilla, en el sentido de la vigueta; por tanto, la carga viajará en el mismo sentido hacia las trabes perpendiculares a ellas, como se muestra en la siguiente figura:



La carga actuante sobre la losa, se distribuirá en un modelo de carga lineal uniformemente repartido hacia las trabes que confinan a las viguetas.

Losas planas o reticulares: este tipo de losas sólo se apoyan en las columnas, la carga viaja directamente a éstas por medio de las nervaduras, por lo que la carga en las losas se traduce a una fuerza concentrada en la cabeza de la columna, resultado de multiplicar el área tributaria correspondiente a la columna por el peso por unidad de área con el que se esté haciendo el análisis; lo anterior se muestra en el siguiente esquema:



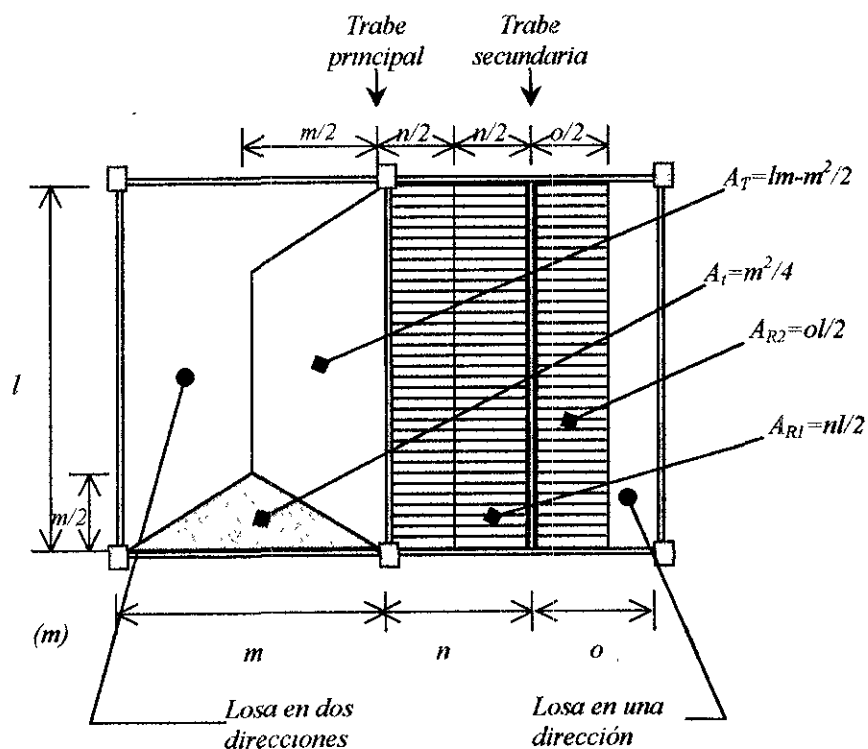
Losas presforzadas: el uso de las losas presforzadas no es muy común, pero dado que en nuestro caso particular se construyeron losas postensadas, es conveniente explicar la distribución que adquieren las cargas que gravitan sobre tal losa. Cuando se requiere construir una losa librando un gran claro sin aumentar su espesor o agregar un número de traveses secundarias, se utilizan las losas presforzadas; las losas pueden ser prefabricadas o coladas en sitio, las primeras comúnmente son pretensadas y las segundas son postensadas. El viaje de la carga en este caso será en dirección del presfuerzo, cargando de manera lineal y uniforme a la trabe de apoyo; el viaje es como el mostrado en el sistema de vigueta y bovedilla.

Trabes

Las trabes son elementos que están sujetos a flexión, a carga axial y a cortante, y a su vez transmiten la carga aplicada en ellas por su mismo trabajo; esto implica que tales elementos son concentradores y distribuidores de las cargas a las que está sometida toda la edificación. En efecto, las trabes son colectoras de las fuerzas aplicadas ya sea en las losas o en otras trabes.

Las cargas propias de las trabes serán únicamente las debidas al material, o sea, al peso propio de la trabe, las demás cargas a las que estará sometida serán inducidas por los cruces de otras trabes y las losas concurrentes a éstas.

Con base en el siguiente esquema se muestran expresiones útiles para calcular la carga lineal uniforme que se aplicaría en una trabe principal y en una trabe secundaria:



De ahí, la carga lineal uniforme para la trabe principal es: $w = \frac{W_i \times (A_T + A_{R1})}{l}$

Y para la trabe secundaria es: $w = \frac{W_i \times (A_{R1} + A_{R2})}{l}$

Donde:

- w es la carga lineal uniformemente repartida
- W_i es la carga por unidad de área correspondiente
- A_T es el área del trapecio
- A_1 es el área del triángulo
- A_R es el área del rectángulo
- l es la longitud de la trabe

Muros

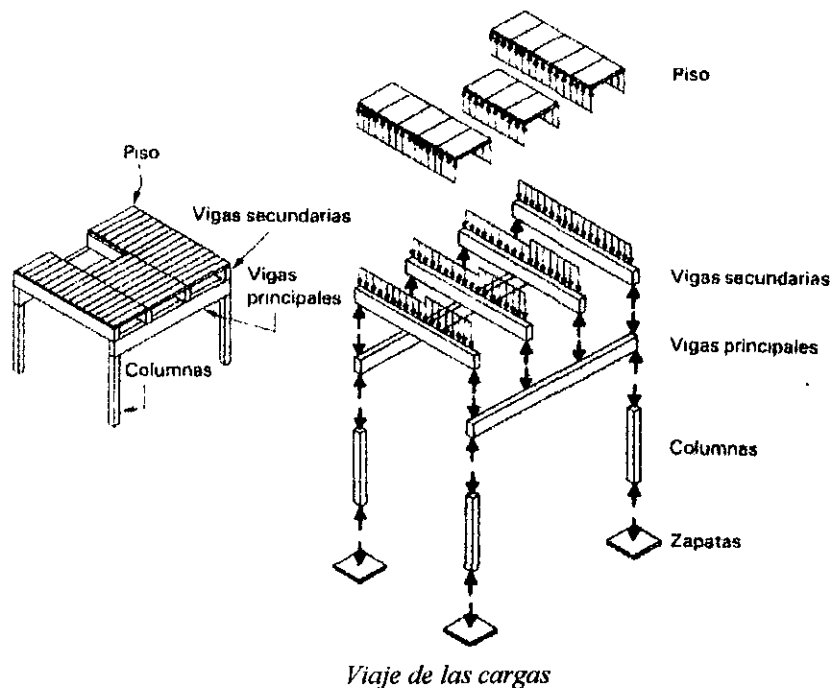
Existen dos tipos de muros diferenciados por su trabajo: a) muros divisorios, los cuales tienen la función de dividir las diferentes zonas de la edificación y éstos no están ligados a los elementos estructurales, para que no interactúen con la estructura, y b) muros de cortante, los cuales se utilizan para rigidizar la estructura reduciendo los desplazamientos, el efecto que se genera en ellos es de tensión diagonal, provocado por las fuerzas cortantes que les imponga la edificación. La carga se transmite directamente a las trabes o a las losas que lo soportan, la carga que aplica es del tipo permanente y regularmente sólo se contempla como carga muerta. El cálculo de la carga muerta es muy similar al visto para las losas, tomando los valores del material de aplanado, enladrillado, y demás materiales con que se construye tal muro.

Columnas

Los elementos estructurales de mayor importancia son las columnas, y estas trabajan a flexocompresión y a flexotensión. Las columnas al ser elementos verticales, sólo transmiten la carga en esa dirección bajándola hasta la cimentación de la estructura.

Cada columna recibe las cargas provenientes de la losa y de la trabe cerrando el viaje de las cargas y se le añade el peso propio de las columnas coaxiales a ella, transfiriendo todas estas cargas como cargas puntuales hasta el nivel inferior de la construcción.

Para finalizar, se muestra en una estructura sencilla la forma en cómo viajan las cargas a través de los diferentes elementos estructurales.



3.4 Análisis sísmico

En sitios donde se presenten con frecuencia sismos de mediana a gran magnitud, entre mejor se cumplan las recomendaciones dichas en la *estructuración en planta y elevación* puestas en el inciso 3.1, mayor será la probabilidad de que nuestra estructura resista tales eventos.

Para realizar un análisis sísmico, es necesario conocer algunas definiciones y la teoría que fundamenta tales procedimientos de análisis, los cuales se verán a continuación.

DISEÑO SISMORRESISTENTE

El diseño sismorresistente implica mucho más que la simple consideración de un conjunto de cargas estáticas que se aplican a la estructura; requiere, además y principalmente, la selección de un sistema estructural idóneo y eficiente para absorber los efectos sísmicos y de un cuidado especial en la observancia de requisitos de dimensionamiento y de detalle de los elementos estructurales, y aun de los no estructurales.

Esto implica que un diseño adecuado para soportar las acciones comunes puede resultar totalmente inapropiado para resistir efectos sísmicos, como lo muestran las frecuentes fallas y problemas que se tienen al utilizar sistemas constructivos desarrollados para zonas no sísmicas en otras en que estos efectos son críticos

El diseño implica:

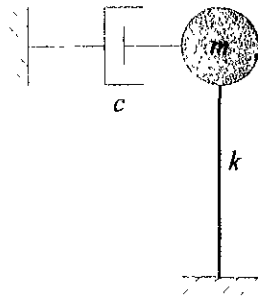
- a) La definición de la acción de diseño: los reglamentos especifican la intensidad sísmica que debe usarse en el diseño de los diversos tipos de estructuras en distintas regiones.
- b) La elección de una estructura adecuada: los efectos sísmicos dependen fuertemente de las propiedades de la estructura misma y de los elementos normalmente considerados no estructurales. Mediante una estructuración adecuada puede lograrse que sean menos desfavorables las acciones que induce un sismo en la estructura.
- c) El cálculo de la respuesta estructural: los métodos de análisis sísmico varían grandemente en el nivel de refinamiento, desde la consideración del efecto de una serie de fuerzas estáticas equivalentes, hasta el análisis dinámico ante movimientos de la base de la estructura.
- d) El dimensionamiento y detallado de la estructura: debido a que los criterios de diseño aceptan que la estructura entre en etapas inelásticas de comportamiento ante el sismo de diseño, es esencial que se eviten fallas frágiles locales y se logre una disipación uniforme de la energía del sismo mediante la fluencia de un número alto de secciones.

Una estructura responde a una excitación sísmica, descrita por una historia de aceleraciones (o de velocidades o de desplazamientos) que se presentan en el suelo sobre el que está desplantada, mediante una vibración a través de la cual disipa energía que es generada por dicho movimiento. La amplitud de la vibración necesaria para disipar esa energía depende de las características del sistema constituido por el conjunto subsuelo-cimentación-estructura-elementos no estructurales.

MODELO MASA-RESORTE-AMORTIGUADOR

Sistema de un grado de libertad

El sistema constituido por una masa, un resorte y un amortiguador es un modelo del cual se pueden determinar las acciones provocadas por un sismo en un sistema simple de un grado de libertad, el cual está representado en el siguiente esquema:



Donde:

- m es la masa concentrada
- k es la constante de resorte de la columna (rigidez)
- c es el amortiguamiento de la estructura

Cuando el sistema está sujeto a un movimiento de su base, definido por una historia de desplazamiento, u_0 , de aceleraciones del suelo \ddot{u}_0 , la masa entrará en oscilación y se generarán tres tipos de fuerzas:

1. Fuerza de inercia: Son las que se presentan, de acuerdo con el principio de D'Alembert es proporcional a la masa y a la aceleración total que ésta sufre, \ddot{u}_T ; esta última es igual a la suma de la aceleración del terreno, \ddot{u}_0 , más la de la masa relativa al terreno, \ddot{u} .

$$F_I = m \ddot{u}_T$$

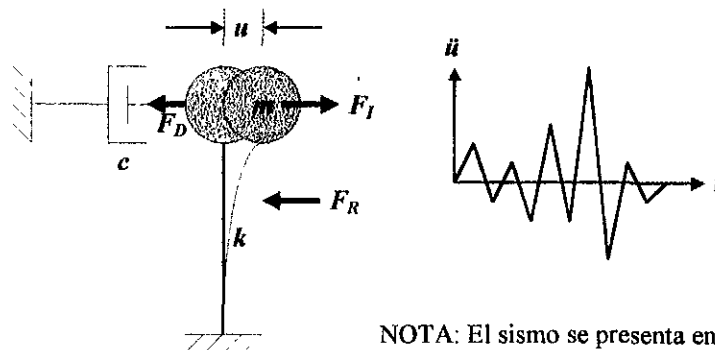
2. Fuerza restauradora: Son las que se generan en la columna por su rigidez lateral al tratar de ser desplazada con respecto al terreno. Suponiendo que la respuesta de la columna se mantiene dentro de un intervalo lineal, dicha fuerza será igual al producto del desplazamiento relativo de la masa con respecto al suelo, por la rigidez lateral de la columna.

$$F_R = k u$$

3. Fuerza disipadora: es la que trata de restablecer el equilibrio de la estructura en vibración. Esta fuerza puede considerarse proporcional a la velocidad de la masa con respecto al suelo; al factor de proporcionalidad se le llama coeficiente de amortiguamiento.

$$F_D = c \dot{u}$$

En un diagrama de cuerpo libre se representan la acción de las fuerzas:



NOTA: El sismo se presenta en forma dinámica y cíclica (en tres direcciones)

ECUACIÓN DE EQUILIBRIO DINÁMICO

La ecuación de equilibrio dinámico se forma de la suma de las fuerzas antes mencionadas:

$$F_I + F_R + F_D = 0$$

sustituyendo términos.

$$m \ddot{u}_T + c \dot{u} + k u = 0$$

pero como $\ddot{u}_T = \ddot{u}_0 + \ddot{u}$ se sustituye en la ecuación, quedando:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m \ddot{u}_0$$

El signo menos del término de la derecha no tiene sentido, porque el sismo se presenta cíclicamente, es decir, de ida y vuelta. Dividiendo toda la ecuación entre m se tiene:

$$\ddot{u} + (c/m) \dot{u} + (k/m) u = \ddot{u}_0$$

Las constantes (c/m) y (k/m) representan conceptos relativos con la vibración libre del sistema (la que corresponde al caso de $\ddot{u}_0 = 0$), de estas se tiene que:

$$(k/m) = \omega^2 \quad \omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

En donde ω es la frecuencia circular del sistema no amortiguado, o sea, es la frecuencia que toma el sistema cuando se le impone un desplazamiento y se le suelta sin que nada lo detenga.

El amortiguamiento es la disipación de energía que realiza la estructura principalmente debida al rozamiento de los elementos estructurales y no estructurales, lo cual reduce las oscilaciones de la construcción. En vibración libre, se define como amortiguamiento crítico aquel que al ser desplazado el sistema vuelve a su posición original sin oscilar y vale:

$$c_{cr} = 2\sqrt{km}$$

Si llamamos ξ como la constante que relaciona el amortiguamiento de la estructura y el amortiguamiento crítico, quedaría de la siguiente manera:

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2\sqrt{km}}$$

y como

$$\sqrt{km} = m\sqrt{\frac{k}{m}} = m\omega$$

se sustituye $m\omega$

$$\xi = \frac{c}{2m\omega}$$

y despejando queda:

$$\frac{c}{m} = 2\omega\xi$$

Finalmente la ecuación general de equilibrio dinámico queda expresada en términos de la frecuencia circular y la fracción del amortiguamiento crítico:

$$\ddot{u} + 2\omega\xi\dot{u} + \omega^2 u = \ddot{u}$$

La solución de la ecuación diferencial, cuando la estructura parte del reposo, se obtiene como la superposición de la respuesta a una serie de impulsos diferenciales, en la forma llamada integral de *Duhamel*

$$u(t) = -\frac{1}{\omega} \int_{t_0}^t u(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\omega(t-\tau) d\tau$$

Esta solución tiene implícita la aproximación de $1-\xi^2 = 1$, que es aceptable para estructuras comunes.

Obtener la respuesta del sistema mediante la solución de la integral de Duhamel representa un trabajo tedioso y que, debido a que la historia de aceleraciones del suelo durante un sismo, $\ddot{u}(\tau)$, no puede expresarse mediante una función continua, requiere de procedimientos numéricos.

Al obtener los desplazamientos, las fuerzas que actuarán en la columna serán la multiplicación de esos desplazamientos y la rigidez de la columna.

Desde el punto de vista del diseño estructural, interesa esencialmente la máxima sollicitación a la que estará sujeta la estructura por efecto del sismo; por tanto no es necesario conocer la historia completa de las aceleraciones, sino sólo su valor máximo.

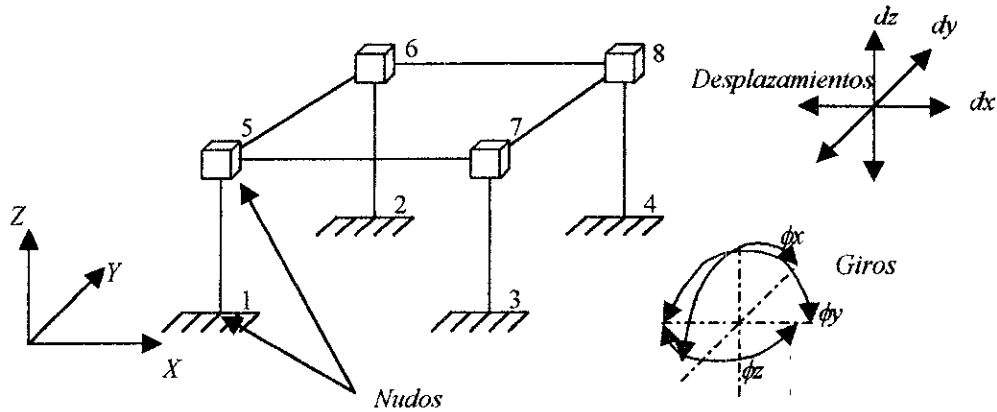
Una estructura no debe ser diseñada para resistir un solo sismo, sino el conjunto de sismos que pueden afectarla en su vida útil.

ESPECTRO DE RESPUESTA

Si, para un acelerograma dado, obtenemos la respuesta de un sistema de un grado de libertad con un amortiguamiento dado y hacemos variar el periodo de estos sistemas desde cero hasta un valor muy alto comparado con los periodos naturales de las edificaciones comunes, y para cada sistema determinamos la máxima respuesta, podemos construir gráficas que constituyen espectros de respuesta de aceleración para los movimientos en cuestión.

Podemos definir como espectro de respuesta a una representación geométrica de las respuestas máximas de aceleración, velocidad o desplazamiento de un conjunto de estructuras de un grado de libertad con comportamiento elástico lineal y mismo porcentaje de amortiguamiento ante un acelerograma. A menor porcentaje de amortiguamiento, mayor respuesta.

En realidad una estructura sencilla de un nivel no solo tiene un grado de libertad, sino seis grados de libertad por cada nudo. Revisemos la simplificación con base en la siguiente figura:



En un modelo de una losa apoyada en cuatro columnas observamos que cada nudo que está en la parte superior puede tener seis formas de moverse. desplazamiento en dirección de los ejes X, Y y Z, y giro alrededor de los ejes X, Y y Z.

Si suponemos que las columnas son elementos cortos en donde su expansión o contracción es poco significativa, entonces podemos reducir un grado de libertad en cada uno de los nudos, porque:

$$dz_5 = dz_6 = dz_7 = dz_8 = 0$$

Sabiendo que la losa es el elemento estructural más hiperestático de la estructura, podemos reducir los movimientos de giro en cada nudo:

$$\phi_{x_5} = \phi_{x_6} = \phi_{x_7} = \phi_{x_8} = \phi_{y_5} = \phi_{y_6} = \phi_{y_7} = \phi_{y_8} = 0$$

Además, pensando que la losa estará colada de forma monolítica con sus apoyos, los movimientos en esos nudos estarán unidos a la losa, porque la losa trabajará como un diafragma rígido, es decir, la losa hará que los desplazamientos sean iguales en todos los nudos de ese nivel, quedando:

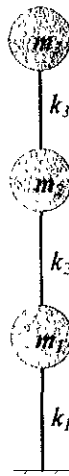
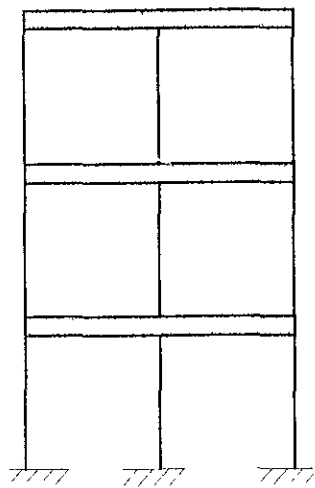
$$\begin{aligned} dx_5 &= dx_6 = dx_7 = dx_8 = dx \\ dy_5 &= dy_6 = dy_7 = dy_8 = dy \\ \phi_{z_5} &= \phi_{z_6} = \phi_{z_7} = \phi_{z_8} = \phi_z \end{aligned}$$

Por lo que se puede trabajar sólo con tres grados de libertad: desplazamiento en X, en Y y giro alrededor del eje Z. Los análisis sísmicos se realizarán con base en tal simplificación y están basados principalmente en desplazamientos laterales.

Sistema de varios grados de libertad

En el análisis sísmico trata de obtener las fuerzas equivalentes que actúan en una estructura durante un sismo, buscando así que la edificación resista tal evento. Dado que la mayoría de los edificios no son de un solo nivel, se extrapola el análisis de un grado de libertad a una estructura de varios grados de libertad.

La suposición que se hace para idealizar una estructura de varios niveles es de un edificio simétrico en que las masas se consideran concentradas en cada piso y los resortes representan la rigidez lateral de cada entrepiso, como se muestra a continuación:



Donde:

m_i es la masa concentrada en cada nivel
 k_i es la constante de resorte del entrepiso (rigidez)

ECUACIÓN DE EQUILIBRIO DINÁMICO

La ecuación de equilibrio dinámico es idéntica a la vista en el sistema de un grado de libertad:

$$F_I + F_R + F_D = 0$$

Donde las fuerzas son:

1. Fuerza de inercia
2. Fuerza restauradora
3. Fuerza disipadora

$$F_I = M \ddot{u}_T$$

$$F_R = K u$$

$$F_D = C \dot{u}$$

Pero en este caso, las constantes M, K y C son matrices de masa, rigidez y amortiguamiento respectivamente y la aceleración, velocidad y desplazamiento son vectores.

Por lo anterior, si se sustituyen los valores de las fuerzas a la ecuación de equilibrio será una ecuación diferencial matricial.

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = - M \ddot{u}$$

El primer caso para la solución de esta ecuación diferencial es resolver el caso de vibración libre sin amortiguamiento que nos permite determinar, con una buena aproximación, los periodos de vibración de la estructura y sus formas modales. Esta ecuación se reduce a:

$$M \ddot{u} + K u = 0$$

Ante la acción de un impulso y suponiendo que no tiene amortiguamiento, la estructura vibrará libremente adoptando una configuración de desplazamientos que se denominará *forma modal* y con una frecuencia de vibración peculiar para cada modo. Existen tantos modos de vibrar como número de grados de libertad del sistema.

En vibración simple, el movimiento es armónico simple dado por la siguiente expresión:

$$u = a \text{ sen } \omega t$$

Donde “ a ” representa la amplitud de la vibración; derivando dos veces tal expresión nos queda:

$$\ddot{u} = -\omega^2 a \text{ sen } \omega t$$

Sustituyendo estas dos expresiones en la ecuación diferencial matricial anterior, se tiene:

$$K a \text{ sen } \omega t - \omega^2 M a \text{ sen } \omega t = 0$$

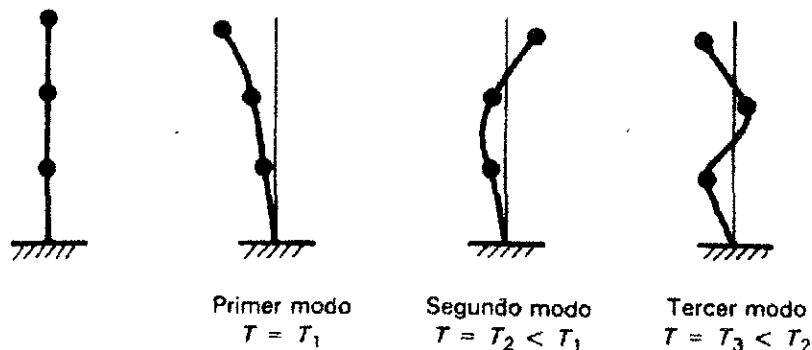
Factorizando los términos comunes y simplificando $\text{sen } \omega t$:

$$(K - \omega^2 M) a = 0$$

Y para que a sea diferente de cero, se debe cumplir que

$$|K - \omega^2 M| = 0$$

Esta ecuación se resuelve con métodos numéricos estándar y permite encontrar los N valores de la frecuencia ω que corresponden a cada modo natural de vibración del sistema (uno por cada masa concentrada que compone el sistema). En la siguiente figura se muestran los modos de vibrar de una estructura de tres niveles.



Al excitar el sistema, cada modo responde como un sistema independiente de un grado de libertad y la respuesta total será la combinación de las respuestas independientes de cada modo, multiplicada cada una por su factor de participación, por lo que el desplazamiento del nivel i se obtendrá como la suma de las participaciones de cada modo a dicho desplazamiento:

$$u_i = \sum_{n=1}^N \phi_{in} y_n(t)$$

Donde $y_n(t)$ es el desplazamiento del nivel i del modo n en el instante t y ϕ_{in} es el factor que define la escala a que interviene el modo n en el movimiento del nivel i .

La mayoría de los reglamentos se basan en esta teoría, la cual se puede consultar en cualquier libro de dinámica estructural, y enseguida se explican los procedimientos de cálculo de fuerzas sísmicas que contempla el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal dentro de sus Normas Técnicas Complementarias de 1993.

ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN RCDF-NTC 93

Para la determinación de fuerzas sísmicas equivalentes, es necesario conocer algunos conceptos:

Coefficiente sísmico. el coeficiente sísmico, *c*, es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, entre el peso de ésta por dicho nivel. [Artículo 206 del reglamento -93]. Este coeficiente adquiere los valores mostrados en la tabla según la zona donde se encuentre la edificación; estas zonas fueron explicadas en el primer capítulo de este trabajo.

Zona	<i>c</i>
I	0.16
II	0.32
III	0.40

Para estructuras del grupo A se debe aumentar tal coeficiente un 50%, como lo menciona tal artículo.

Factor de comportamiento sísmico: es un valor con el cual se podrán reducir las fuerzas equivalentes de sismo con fines de diseño; denotado por *Q*, este valor se encuentra entre 1 y 4 dependiendo de las condiciones y requisitos que estipulan el artículo 207 del reglamento y la sección 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del mismo.

Factor de reducción: con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático o dinámico modal empleando los métodos que fijan las normas se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo *Q'*. En el diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad postuladas en la sección 6 de las NTC-93, *Q'* se calculará como sigue:

$$Q' = Q \text{ si se desconoce } T \text{ o si éste es mayor o igual a } T_a$$

$$Q' = 1 + (T/T_a)(Q-1) \text{ si } T \text{ es menor que } T_a.$$

Es importante mencionar que los desplazamientos ocasionados por las fuerzas reducidas, se les debe de multiplicar por *Q* para poder compararlos con los máximos desplazamientos laterales que marca el reglamento.

Espectros para diseño sísmico: cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica la sección 9 del reglamento en sus NTC-93, se adoptarán las siguientes hipótesis para el análisis de la estructura. La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, *a*, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones:

$$a = (1+3T/T_a) c/4, \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

$$a = c, \text{ si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b$$

$$a = qc, \text{ si } T \text{ es mayor que } T_b; \text{ donde } q = (T_b/T)^r$$

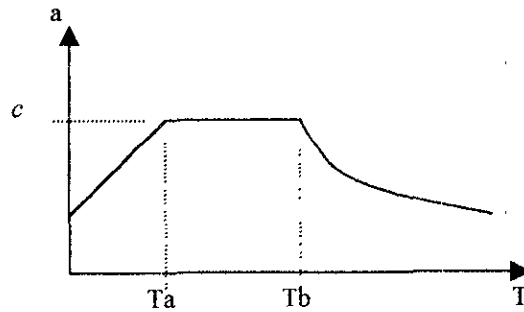
Donde:

- T es el periodo natural de interés, expresado en segundos.
- c es el coeficiente sísmico
- r es un exponente que depende de la zona en donde se ubica la estructura.

Los valores de *T_a*, *T_b* y *r* son asignados con respecto a la siguiente tabla:

Zona	<i>T_a</i>	<i>T_b</i>	<i>r</i>
I	0.2	0.6	1/2
II	0.3	1.5	2/3
III	0.6	3.9	1

Y la gráfica resultante con las expresiones anteriores es:



El reglamento propone dos tipos de análisis:

Análisis sísmico estático

Este análisis es sencillo de realizar y se basa en suponer un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a h, siendo h la altura del nivel en cuestión. La expresión que se utiliza para calcular las fuerzas es:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n (W_i h_i)} V$$

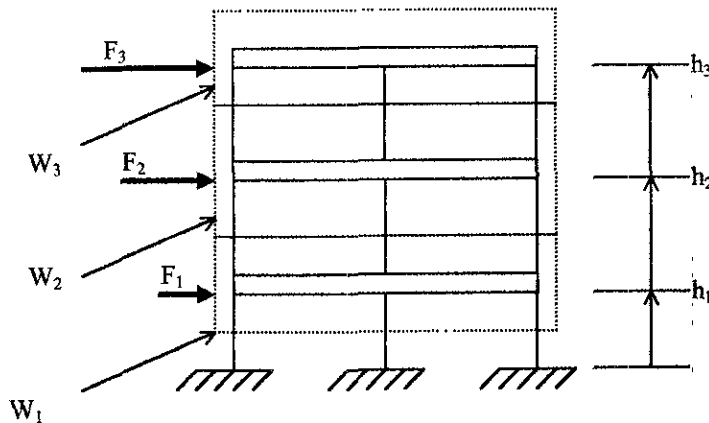
Donde:

- F_i es la fuerza equivalente del nivel i
- W_i es el peso correspondiente al nivel i
- h_i es la altura del nivel i medida desde la base de la estructura
- V es el cortante basal determinado por.

$$V = \sum_{i=1}^n W_i \frac{c}{Q}$$

c es el coeficiente sísmico correspondiente a la zona en que se halla la construcción
 Q es el factor de comportamiento sísmico comentado anteriormente.

En la siguiente figura se muestran las variables que se utilizan en una estructura:



Para el cálculo de los pesos, se consideran todos los elementos que están dentro de la mitad de la altura del siguiente nivel más la mitad de la altura del nivel anterior, tomando las cargas muertas y cargas vivas accidentales que propone el reglamento.

Análisis dinámico

También llamado análisis sísmico modal espectral, ya que contempla un análisis sísmico con base en los modos de vibración natural de la estructura y el espectro de diseño del reglamento anteriormente comentado.

Aquí es importante determinar las matrices de masas y rigideces de la estructura a analizar; la matriz de masas se forma con los valores de pesos por nivel comentado en el análisis estático, arreglándolos matricialmente:

$$M = \frac{I}{g} \begin{bmatrix} W_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & W_2 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & W_n \end{bmatrix}$$

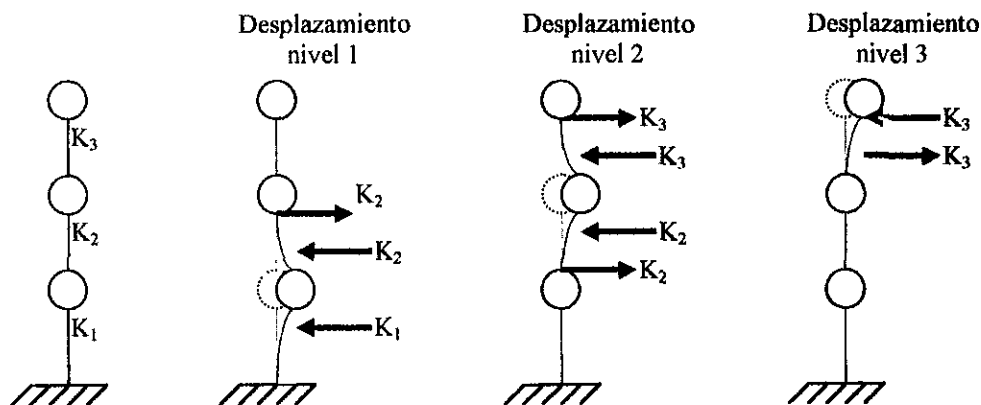
Donde:

g es la aceleración de la gravedad en las unidades correspondientes.

Cabe destacar que la matriz mostrada es para un análisis sísmico de desplazamiento lateral, aunque existen programas que pueden realizar un análisis tomando en cuenta los tres grados de libertad por nivel, donde la matriz de masas adquiere otra forma.

Para la obtención de la matriz de rigideces de entrepiso, se debe determinar primero la rigidez de cada uno de los marcos resistentes en la dirección de análisis, suponiendo que éstos marcos están unidos por medio de vigas de acoplamiento, las cuales estarán articuladas en sus extremos para no afectar la respuesta de cada marco.

Realizado lo anterior, se prosigue con la determinación de los valores de la matriz, con el supuesto de que cada nivel se desplaza generando en él fuerzas internas, como se muestra a continuación para una estructura de tres niveles:



Y la matriz de rigideces queda:

$$K = \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & -K_3 \\ 0 & -K_3 & K_3 \end{bmatrix}$$

Esta matriz es para una estructura de tres niveles, pero se sigue el mismo procedimiento para cualquier número de niveles de la estructura por analizar.

Determinadas las matrices, se sustituyen a la ecuación siguiente:

$$|K - \omega^2 M| = 0$$

De la cual se obtienen los ω^2 (valores característicos) que son las frecuencias circulares de la estructura por métodos numéricos estándar. Determinados tales valores, los periodos de vibración denotados como T se calculan como:

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

Después, se calculan los autovectores o vectores propios ϕ_j , que determinan los modos de vibrar de la estructura partiendo de la siguiente expresión matricial

$$[K - \omega_j^2 M][\phi_j] = 0$$

Donde:

j es el modo de vibrar

i es el nivel de la estructura

Es decir, se sustituye cada ω^2 en la matriz $[K - \omega^2 M]$ en forma ordenada (del menor al mayor) y se reduce la matriz por el método de Gauss Jordan obteniendo los valores suponiendo un valor unitario de desplazamiento en el primer nivel.

Obtenidos los N vectores ϕ_j , se procede a normalizar cada uno de ellos con la siguiente expresión:

$$\bar{\phi}_j = \frac{\phi_j}{\sqrt{\phi_j^T M \phi_j}}$$

Donde $\phi_j^T M \phi_j = \sum_{j=1}^n \phi_j^2 m_j$ y m_j es la masa del nivel j

Posteriormente, se determina el coeficiente de participación de modos, C_j , con la siguiente expresión:

$$C_j = \sum_{i=1}^n \phi_i m_i$$

Con el coeficiente de participación y la frecuencia circular de cada modo, se determina la respuesta de diseño del mismo, denotada con S_d

$$S_{d_j} = \frac{C_j S_a}{\omega_j^2}$$

S_a es la respuesta obtenida del espectro de diseño, como $S_a = ag$; a se determina con base en el periodo de vibración del modo en cuestión, como se mencionó en el espectro de diseño sísmico.

Con lo anterior, se determinan los desplazamientos con:

$$d_j = \bar{\Phi}_j S_{d_j}$$

Y multiplicando los desplazamientos del modo de vibrar en cuestión por la matriz de rigideces, se determinan las fuerzas dinámicas de tal modo, es decir.

$$F_j = K d_j$$

Estas fuerzas se reducen con el factor de reducción Q' , anteriormente comentado, con base en lo estipulado en las NTC-93, quedando:

$$F_{d_j} = \frac{F_j}{Q'}$$

Con las fuerzas de diseño de cada modo, se obtienen los cortantes por nivel, sumando las fuerzas de arriba hacia abajo con la siguiente expresión:

$$V_{k-1} = F_{d(k-1)} + V_k$$

Donde:

V_{k-1} será el cortante en el nivel $k-1$

$F_{d(k-1)}$ es la fuerza de diseño del nivel $k-1$ del modo j

V_k es el cortante del nivel superior

En otras palabras, el cortante en el tercer nivel será igual a la suma de la fuerza de diseño de ese nivel más el cortante del nivel superior.

Al obtener cada uno de los cortantes correspondientes a cada modo de vibración, se obtienen las respuestas máximas con la siguiente expresión:

$$V_d = \sqrt{\sum V_j^2}$$

La cual obtiene los cortantes finales de diseño por medio de la suma de cuadrados de los cortantes de todos los modos de vibración.

Finalmente, las fuerzas de diseño se obtienen procediendo de manera inversa con los cortantes de diseño; estas fuerzas serán distribuidas con base en la estructuración y en la rigidez de cada marco.

Distribución de fuerzas sísmicas

A continuación se describe el procedimiento de distribución.

1. La fuerza horizontal aplicada en el centro de gravedad del nivel i se calcula usando los métodos anteriormente explicados, para las dos direcciones ortogonales de análisis.

2. Obténgase, por estática, la línea de acción del cortante sísmico en cada entrepiso para las dos direcciones principales (paralelas a los elementos resistentes) en que se efectuará el análisis.
3. Calcúlense las rigideces de entrepiso de los elementos resistentes en ambas direcciones y en todos los entrepisos.
4. Determinese la posición del centro de torsión en cada entrepiso. El centro de torsión es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el entrepiso sea exclusivamente de translación. En caso contrario existe torsión o rotación relativa entre dos niveles consecutivos. Las expresiones para calcular las coordenadas del centro de torsión con respecto a un sistema cualquiera de referencia son:

$$x_t = \frac{\sum (R_{iy} x_i)}{\sum R_{iy}}, \quad y_t = \frac{\sum (R_{ix} x_i)}{\sum R_{ix}}$$

5. La fuerza cortante que debe ser resistida por un marco cualquiera en un piso es igual a la suma de dos efectos: el debido a la fuerza cortante del piso, supuesta actuando en el centro de rigideces, y el debido al momento torsionante del piso. Si la dirección analizada del sismo es la paralela al eje X, se obtienen los siguientes cortantes.

En los marcos X, por efecto de la fuerza cortante aplicada en el centro de rigideces:

$$V \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}}$$

En los marcos X, por efecto de la torsión:

$$\frac{M_t R_{ix} y_{it}}{\sum R_{ix} y_{it}^2 + \sum R_{iy} x_{it}^2}$$

En los marcos Y, por efecto de la torsión

$$\frac{M_t R_{iy} x_{it}}{\sum R_{ix} y_{it}^2 + \sum R_{iy} x_{it}^2}$$

Donde:

V es la fuerza cortante sísmica en el entrepiso considerado

x_{it} , y_{it} son las coordenadas de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del entrepiso en cuestión

M_t es el momento torsionante en el entrepiso considerado, que es igual al producto de la fuerza cortante en el piso por las siguientes excentricidades (RCDF, NTC-93)

$$e_{d1} = 1.5 e + 0.1 b$$

$$e_{d2} = e - 0.1 b$$

Siendo e la excentricidad calculada como la distancia entre la línea de acción del cortante y el centro de torsión, y b es la mayor dimensión de la planta considerada del edificio medida perpendicularmente a la dirección de análisis. De las dos excentricidades, se utilizará la que provoque mayores esfuerzos en los marcos, tomando en cuenta el signo resultante.

6. Conociendo el sistema de cargas que actúa en cada marco, se realiza el análisis estructural de la estructura, lo cual se verá en el siguiente subcapítulo.

3.5 Análisis estructural

Dentro del proyecto estructural se encuentra la actividad denominada análisis estructural, que determina la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones de diseño que pueden afectarla durante su vida útil. Esta respuesta se traduce en términos de fuerzas internas, esfuerzos, flechas, desplazamientos y deformaciones

El análisis estructural ha tenido una evolución extraordinaria en las últimas décadas con el desarrollo de los métodos numéricos que resuelven los problemas matemáticos mediante procesos iterativos con los que se puede llegar al nivel de precisión que se desee mediante la ejecución del número necesario de ciclos de iteración.

Con estos procedimientos se puede analizar prácticamente cualquier tipo de estructura, por más compleja que ésta sea, recurriendo al empleo de programas de cómputo (por ejemplo: SAP, RC-Buildings, STRUDL, ETABS, entre otros), con los que pueden realizarse en poco tiempo y a un costo razonable las millones de operaciones numéricas que una solución de este tipo implica.

Básicamente, el procedimiento de análisis consta de:

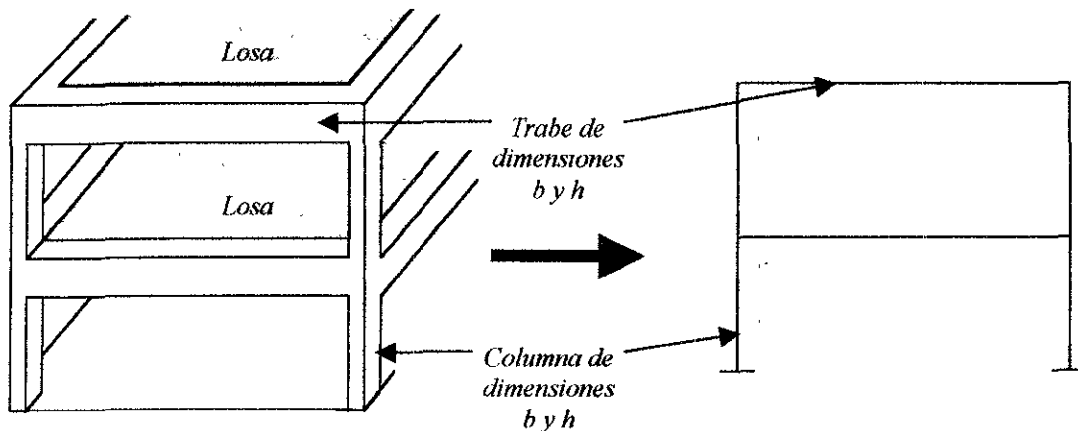
1. *Modelación estructural*: Se trata de idealizar la estructura real por medio de un modelo teórico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles. La modelación incluye la definición de diversas propiedades de los elementos que componen al modelo.
2. *Determinación de las acciones de diseño*: Se basa en la determinación del valor de diseño de alguna carga, o al menos la obtención de datos ambientales locales que definen las acciones de diseño y abarca la elección del criterio con que se deben definir los valores de diseño de una acción dada, la forma de obtener un modelo de ésta, generalmente a través de un sistema de fuerzas estáticas de efecto equivalente y la forma de combinar estas fuerzas con las correspondientes a otras acciones. La determinación de estas cargas fue vista en los subcapítulos 3.3 y 3.4, por lo que nos enfocaremos a la combinación de éstas.
3. *Determinación de la respuesta estructural*: Es en esta etapa, que constituye el análisis propiamente dicho, donde se determinan las fuerzas internas (momentos flexionantes y de torsión, fuerzas axiales y cortantes) así como las flechas y deformaciones de la misma. Los métodos de análisis suponen un comportamiento elástico lineal. Cabe destacar que si bien, con programas de cómputo podemos obtener resultados con gran precisión y de un gran número de decimales, no hay que llegar a la incongruencia que se tendría al obtener tales resultados modelando la estructura con simplificaciones a veces irreales y sistemas de carga no precisos.

MODELACIÓN ESTRUCTURAL

El modelo estructural con el cual se realiza el análisis está integrado por las siguientes partes:

- a) *Modelo geométrico*: este es un esquema que representa las principales características geométricas de la estructura. Su determinación implica identificar la parte de la construcción que desarrolla funciones estructurales y eliminar la parte que no influye significativamente en la respuesta de la estructura. Requiere representar la estructura por medio de un arreglo de componentes estructurales básicos, cuyo comportamiento estructural puede conocerse (barras, placas, resortes, arcos, cascarones, etc.) y definir las propiedades geométricas equivalentes de estos componentes básicos.

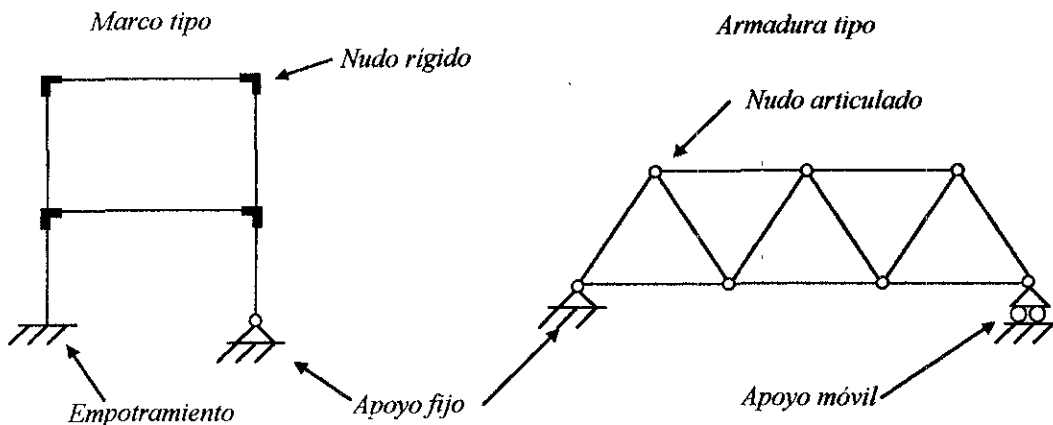
Por ejemplo, si tenemos un marco tipo, su modelo geométrico sería a base de líneas que sustituyen las columnas y vigas por elementos con propiedades equivalentes, como se muestra en la siguiente figura:



La modelación geométrica es un paso inevitable dentro del análisis estructural, enfrentándonos a modelar edificios que tienen una estructura compleja, por lo que se recomienda que el modelo sea referido a un sistema de referencia para poder determinar las longitudes de los elementos por coordenadas y demás longitudes que requeriremos.

- b) Modelo de las condiciones de continuidad en las fronteras: debe establecerse cómo cada elemento está conectado a sus adyacentes (si a través de un nudo rígido o permitiendo algún tipo de deformación relativa por ejemplo) y cuáles son las condiciones de apoyo de la estructura (empotramiento, apoyo libre, etc.).

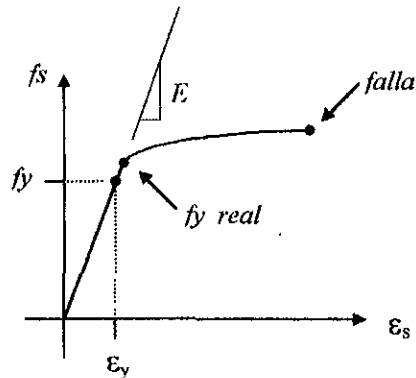
Las condiciones de continuidad buscan simular las condiciones reales de construcción, tomando en cuenta la estructuración; por ejemplo, si se va a construir un marco en donde las uniones sean monolíticas, la continuidad de los elementos será a base de nudos rígidos, mientras que si se construye una armadura, las uniones estarán simuladas con nudos articulados, con el fin de no transmitir momentos flexionantes a los demás elementos, como se muestra en las siguientes figuras:



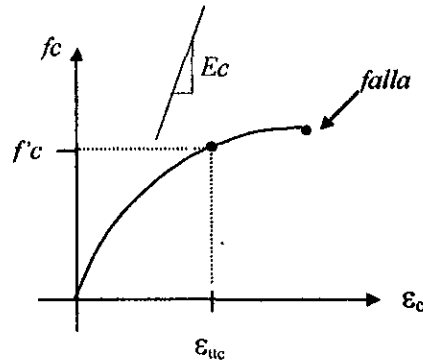
Las condiciones de apoyo tratarán de simular el comportamiento de la estructura con base en su cimentación, es decir, si un marco tiene una columna enterrada y otra sobrepuesta, las condiciones de apoyo serán las indicadas en el marco tipo. En el caso de la armadura, si de un lado no se permite el desplazamiento de ésta y en el otro sí, las condiciones de apoyo serán las indicadas en la armadura tipo.

- c) Modelo de comportamiento de los materiales: debe suponerse una relación acción-respuesta (o esfuerzo-deformación) del material que compone la estructura. Generalmente se hace la hipótesis de un comportamiento elástico lineal, aunque ésta tiene limitaciones en muchos casos.

En realidad, se supone que las deformaciones en la estructura serán pequeñas y podemos considerar que responde de manera lineal; en una estructura de acero ésta suposición es bastante aceptable, ya que la gráfica de esfuerzo-deformación mantiene una linealidad con respecto a sus deformaciones hasta la fluencia, como se esquematiza a continuación:



Para las estructuras de concreto reforzado, ya no es tan conveniente la suposición de comportamiento lineal, porque el concreto no es lineal, como se muestra en la gráfica esquematizada siguiente:



Por lo que debemos observar que las deformaciones en la estructura, al momento de obtener su respuesta, sean pequeñas para tener una buena aproximación de los resultados.

Cabe destacar que no solo las deformaciones de la estructura se deben a los materiales con que se construye, sino que también es debida a la estructuración, la cual determinará los desplazamientos

d) Modelo de las acciones impuestas: las acciones que afectan la estructura para una condición dada de funcionamiento, se representan por conjuntos de cargas o de deformaciones impuestas.

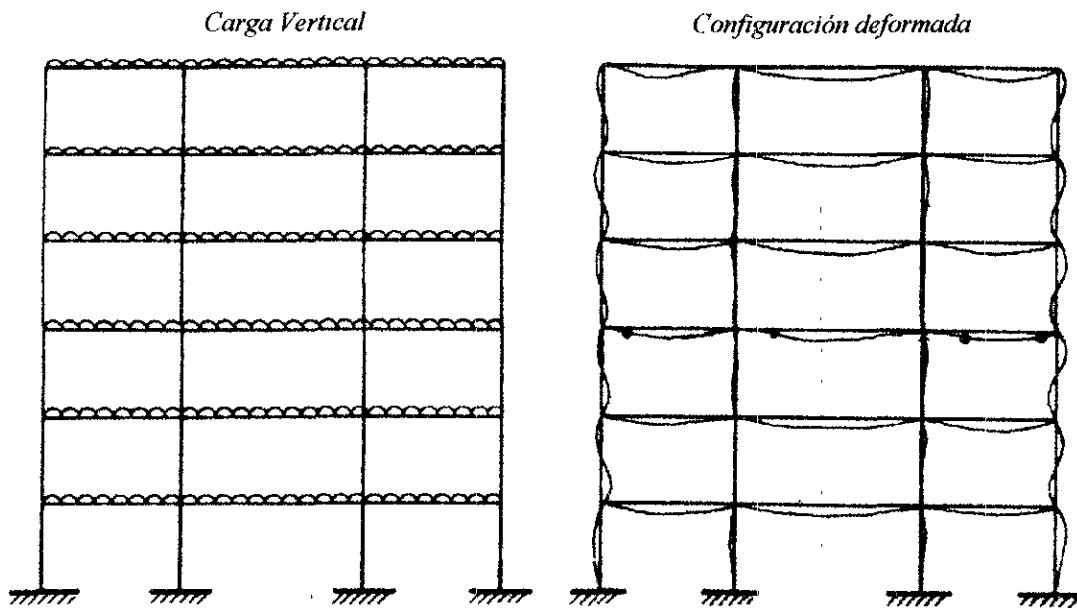
DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES DE DISEÑO

Las cargas con que se analizará una estructura son modelos comentados con anterioridad, los cuales se suponen actuando en el modelo estructural.

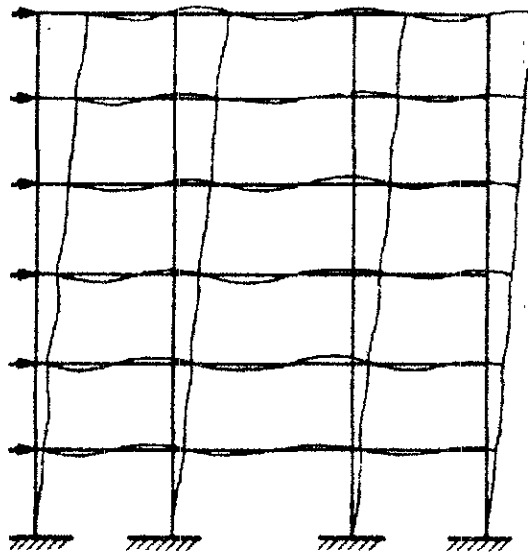
Para una edificación, es común combinar las cargas bajo la siguiente modalidad:

- *Análisis por carga vertical:* en esta combinación se utilizan las cargas muertas de la estructura y las cargas vivas máximas.
- *Análisis de deformaciones:* aquí se utilizan las cargas muertas y las cargas vivas medias.
- *Análisis por sismo:* se utilizan las cargas muertas, las cargas vivas accidentales y las fuerzas equivalentes de sismo obtenidas y distribuidas como se vio en el subcapítulo 3.4.

Enseguida se muestra un marco tipo cargado bajo el análisis de carga vertical junto con su configuración deformada:



Cuando se aplican las fuerzas debidas a sismo, se tendrá la siguiente configuración:



DETERMINACIÓN DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

Con todo lo anterior, se obtiene la respuesta de todos y cada uno de los elementos que constituyen a la estructura, en otras palabras, se determinan los elementos mecánicos de las trabes, las columnas y demás elementos.

Existen varios métodos para el cálculo de respuesta de una estructura, como el método de flexibilidades o el método de rigideces, pero cuando se trata de una estructura compuesta de varios elementos (entre columnas y trabes) se recurre por lo general a programas de análisis.

La mayoría de los programas de análisis estructural determinan la respuesta de la estructura basados en la teoría del elemento finito y el método de rigideces. En la actualidad, estos programas pueden realizar todos los cálculos en cuestión de segundos y analizar estructuras tridimensionalmente, y hasta realizar el análisis sísmico dinámico dado un espectro de diseño.

Estos programas son una gran herramienta para el diseñador, pero se debe tener mucho cuidado en los siguientes aspectos:

- Que la estructuración capturada en el programa sea la supuesta, tanto de los elementos como de las propiedades equivalentes, ya que algunas veces cuando no se han capturado bien los datos, la configuración mostrada es diferente a la visualizada en el programa, esto también se puede inferir con las deformaciones mostradas.
- Las cargas sean aplicadas en los elementos que les corresponde y con el valor correcto.
- Que los criterios de análisis sean congruentes con el reglamento, ya que algunos programas determinan las fuerzas sísmicas sin considerar las excentricidades marcadas por las NTC-93.
- Utilizar los resultados arrojados por el programa con sumo criterio.

Posteriormente se verifica que la estructura no rebase las deformaciones y los desplazamientos.

3.6 Deformaciones y desplazamientos

Al obtener la respuesta de la estructura, se deben verificar las deformaciones y los desplazamientos de la misma, con el fin de compararlos con los máximos estipulados en el reglamento.

Este punto es de suma importancia, ya que si no se cumplen con los límites, tendremos que hacer alguno (o algunos) de los siguientes puntos:

1. Aumentar las dimensiones de los elementos estructurales, explicadas en el subcapítulo 3.2
2. Cambiar las propiedades de los materiales de construcción, es decir, aumentar su resistencia o cambiar el material por otro más competente.
3. Modificar la geometría de la estructuración, ya sea hacerla más simple o aumentar sus subsistemas resistentes.

Al realizar cualquiera de estos aspectos, será necesario realizar nuevamente el análisis, por lo cual es muy importante tomar en cuenta todos los puntos marcados del proyecto estructural aquí comentados.

DEFORMACIONES Y DEFLEXIONES

Las deformaciones son comúnmente conocidas como flechas o deflexiones que presentan los elementos que constituyen a la estructura, como vigas, losas, columnas, muros, entre otros; todos estos realmente se deforman al momento de ser construidos, aunque son casi imperceptibles. Cuando las deformaciones son grandes y notorias, nos da la impresión de que está mal construido o que el elemento fallará en cualquier momento, por lo cual, el reglamento menciona los estados límite de falla y de servicio, estos serán explicados en el siguiente capítulo.

Las deflexiones más importantes, aunque no las únicas, son las que se presentan en las trabes, porque las losas y muros se apoyan comúnmente en ellas, por lo que a continuación se comentan las formas de calcularlas.

Deflexiones bajo cargas de corta duración o inmediatas

El reglamento, en sus NTC-93 mencionan que las deflexiones inmediatas pueden estimarse con los métodos tradicionales de la Mecánica de Sólidos, tomando como momento de inercia el de la sección transformada agrietada. En traveses continuos se indica que se utilice un valor promedio del momento de inercia calculado con la siguiente expresión:

$$I_e = \frac{I_{e_1} + I_{e_2} + 2I_c}{4}$$

Donde I_{e_1} e I_{e_2} son los momentos de inercia de la sección transformada agrietada de los extremos del claro en estudio, e I_c es el de la sección central. Si la viga es continua en sólo en uno de sus extremos, el momento de inercia discontinuo se supone igual a cero y el denominador será 3.

Deflexiones bajo cargas de larga duración o diferidas

Las NTC-93 proponen calcular la deflexión diferida teniendo el cálculo de la deflexión inmediata considerando la carga muerta y la carga viva correspondiente, multiplicándola por el siguiente factor:

$$\frac{N}{1 + 50\rho'}$$

Donde N será 2 si el concreto es de clase I ó 4 si es clase II, y ρ' es el porcentaje de acero en compresión; se propone, además, que cuando se trate de una viga continua, ρ' sea calculado como el promedio de las secciones de manera similar que con I_e .

Deflexiones permisibles

El reglamento del distrito federal establece limitaciones de deformación iguales para todos los materiales de construcción. La deflexión máxima de las vigas y losas, incluyendo los efectos a largo plazo, se fijan en 0.5cm más el claro entre 240. Si la deformación de la viga o losa puede perjudicar a elementos no estructurales, la deflexión que puede presentarse después de la colocación de dichos elementos, se limita a 0.3cm más el claro entre 480.

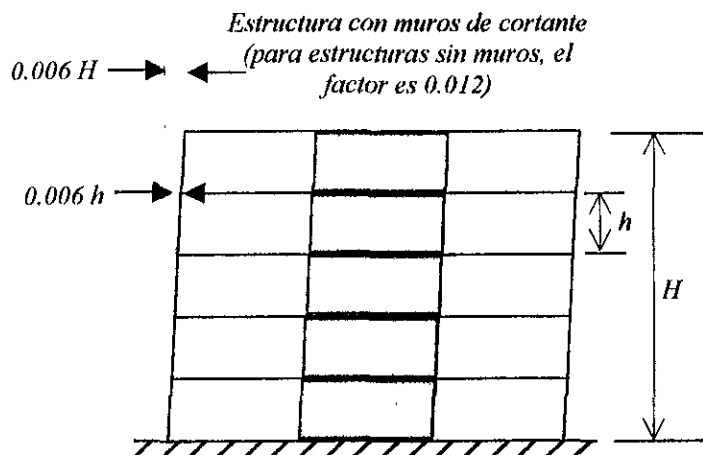
DESPLAZAMIENTOS

Cuando se realiza el análisis bajo cargas de sismo, se debe cuidar que el desplazamiento lateral de la estructura no rebase los límites marcados por el RCDF, este desplazamiento depende de la estructuración y del trabajo de las columnas. Las columnas determinan en gran medida los desplazamientos laterales, ya que son los elementos verticales de la estructura y marcan la rigidez de los entrepisos.

El desplazamiento calculado será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas, comentadas en el subcapítulo 3.4 de este trabajo, multiplicadas por el factor de comportamiento sísmico mencionado en las NTC-93.

El reglamento menciona, en el artículo 209, que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales no excederá de 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos sean incapaces de soportar tales deformaciones, como los muros de mampostería, los cuales deberán estar separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

Estas restricciones están esquematizadas en el siguiente dibujo:



A continuación se comenta el proyecto estructural de nuestro caso particular “Retorno Julieta”.

3.7 Proyecto estructural “Retorno Julieta”

GENERALIDADES

A continuación se describen las bases y criterios de análisis y diseño que siguió la compañía encargada del proyecto estructural de la edificación ubicada en Retorno Julieta # 17, Lomas de Chapultepec.

La obra colinda en su parte frontal con la calle Retorno Julieta, en sus dos costados, así como en su parte posterior colinda con tres casas habitación.

REGLAMENTO Y NORMAS DE DISEÑO

El diseño de la estructura se realizó de acuerdo con los requisitos de los siguientes documentos:

- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1993 (RCDF-93).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 1987.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, 1987.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcciones de Estructuras de Concreto, 1996.

ESTRUCTURACIÓN

El sistema de piso está constituido por losas de concreto postensado coladas en sitio de 25 cm de peralte, aligerada a base de nervaduras postensadas en una sola dirección, con una separación de 80 cm a ejes entre ellas, apoyadas en traveses de concreto reforzado del mismo peralte de la losa.

El sistema vertical de soporte está formado por columnas y muros de concreto reforzado, los cuales forman parte del sistema sismo-resistente de la casa, compuesto por marcos de concreto reforzado con traveses que no llevan presfuerzo.

La estructuración se realizó siguiendo los puntos comentados en el subcapítulo 3.1, ya que la estructuración en planta es regular y los marcos resistentes son continuos en sus niveles. Lo anterior se muestra en los planos estructurales anexos.

PREDIMENSIONAMIENTO

Los elementos estructurales fueron predimensionados con base en las recomendaciones descritas en el subcapítulo 3.2. Por ejemplo, la trabe del eje 18, entre ejes F-N, mostrada en el plano E-05, tiene una longitud de 6.20 m; recordando que la expresión para estimar el peralte $h = l/k$ y adoptando un valor de $k = 13$ tenemos que $h = 620/13 = 47.7$ cm, siendo el peralte de 50 cm. Esta dimensión fue la construida en la trabe y es concordante con los criterios de predimensionamiento vistos con anterioridad; además, la base b si la calculamos con la expresión $b = \alpha h$, tomando a $\alpha = 0.6$ (dentro del intervalo 0.5 y 0.9), $b = 0.6(50) = 30$ cm que también fue la dimensión construida en la trabe.

Asimismo, se diseñaron las trabes restantes, losas macizas y columnas de la edificación, pero como ya se comentó, las losas postensadas que tiene la edificación fueron predimensionadas conforme a las recomendaciones del constructor de tales losas.

MATERIALES

Parte del proyecto estructural es la elección de los materiales con que se construirá la obra, estos son seleccionados basándose en la experiencia del diseñador y de las propiedades mecánicas de éstos. Los materiales seleccionados fueron:

- a) Concreto
 - En plantillas $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$
 - En elementos estructurales $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 - $E_c = 8000 \sqrt{f'c}$ en kg/cm^2 , (clase II)
- b) Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (grado duro)
- c) Acero de presfuerzo Cables de $\phi = 1/2''$ 270 KSI de baja relajación
- d) Soldadura A tope de barras de refuerzo con electrodos E-90XX

CARGAS

En el análisis estructural del edificio, se consideraron las siguientes cargas actuantes sobre los elementos estructurales

Carga muerta

Losa de entrapiso	
	kg/m ²
Piso	55
Mortero	45
Losa	280
Muros divisorios	75
Plafón de yeso	50
Carga adicional (RCDF)	40
	W _{CM} = 545

Losa de jardín	
	kg/m ²
Relleno	800
Impermeabilizante	15
Losa	435
Carga adicional (RCDF)	40
	1290
$W_{CM} =$	

Losa de azotea	
	kg/m ²
Lechada	22
Enladrillado	30
Mortero	43
Relleno de tezontle	120
Impermeabilizante	15
Losa	280
Plafón de yeso	50
Carga adicional (RCDF)	40
	600
$W_{CM} =$	

Pretil en azotea 465 kg/m

Muros en colindancias 870 kg/m

Carga viva

Losas de entrepiso y jardín	
	kg/m ²
Máxima	170
Instantánea	90
Media	70

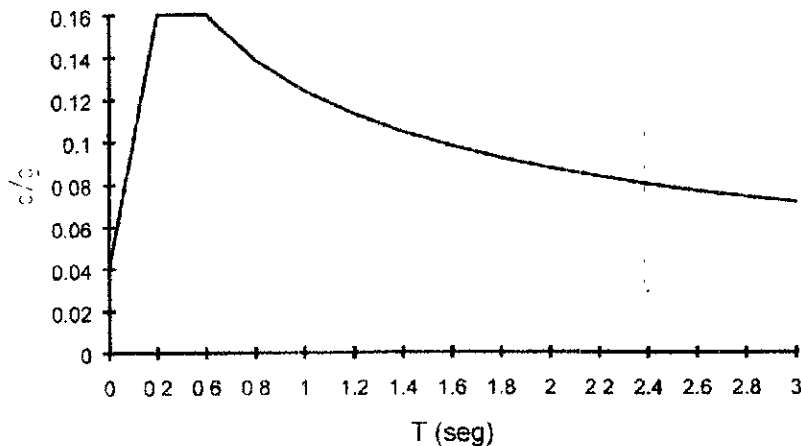
Losa de azotea	
	kg/m ²
Máxima	100
Instantánea	70
Media	15

Cargas accidentales

Se considera que la acción accidental más desfavorable a la que estará sometida la estructura durante su vida útil corresponde a la acción sísmica. En este proyecto se empleó el método dinámico modal espectral para obtener las fuerzas horizontales producidas por sismo actuando en dos direcciones perpendiculares.

De acuerdo con el tipo de suelo, la estructura se localiza en la zona I (terreno firme), y por su destino se clasifica dentro del Grupo B del RCDF-93.

El espectro de diseño sísmico se forma con las ecuaciones vistas en el subcapítulo 3.4, y la gráfica se muestra a continuación.



El factor de comportamiento sísmico para esta estructura se tomó como $Q = 2$, ya que cumple con los requisitos marcados por el reglamento.

Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis sísmico modal espectral fueron reducidas dividiéndolas entre el factor reductor Q' , definido como:

$$\begin{aligned}
 Q' &= Q && \text{si } T \text{ es mayor o igual a } T_a \\
 Q' &= 1 + (T/T_a)(Q-1) && \text{si } T \text{ es menor que } T_a
 \end{aligned}$$

Siendo T el periodo fundamental en cuestión

Se consideró a la estructura como irregular, debido a la configuración escalonada que presenta.

Los desplazamientos relativos de entrepiso entre dos niveles consecutivos, debidos a cargas laterales, fueron limitados a $0.006 h$ como máximo, donde h es la altura de entrepiso. Para el cálculo de dichos desplazamientos no se consideró el factor de reducción Q .

REPARTICIÓN DE CARGAS

Las cargas equivalentes, que simulan a las acciones reales en la edificación, se obtuvieron basándose en los lineamientos aquí comentados. Por ejemplo, en la trabe del eje 29, entre ejes LL-V, mostrada en el plano E-03, se analizó suponiendo una carga lineal uniformemente repartida obtenida como sigue: primero se determinó el área tributaria, correspondiente a la trabe en cuestión, siendo $A=5.7 \times 2.24=12.77 \text{ m}^2$, esta área se multiplica por la carga por unidad de área determinada para cada caso, siendo $W_{CM} = 545 \text{ kg/m}^2$ para carga muerta, $W_{CVmax} = 170 \text{ kg/m}^2$ para carga viva máxima, $W_{CVinst} = 90 \text{ kg/m}^2$ para carga viva instantánea, y $W_{CVmed} = 70 \text{ kg/m}^2$ para carga viva media. Después el producto de cada uno se divide entre la longitud de la trabe en cuestión para llegar a la carga lineal uniformemente repartida para cada tipo de carga. Los resultados para esta trabe se presentan en tabla como la mostrada:

Eje	Trabe entre ejes	L m	A m ²	W _{CM} t/m	W _{CVmax} t/m	W _{CVinst} t/m	W _{CVmed} t/m
29	LL-V	5.7	12.77	1.22	0.38	0.20	0.16

Así se realizaron los cálculos para las demás trabes y estos valores se capturaron en computadora para realizar el análisis estructural de la edificación.

ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico consistió en determinar las fuerzas estáticas equivalentes provocadas por la acción dinámica del sismo. La valuación de las cargas sísmicas en los marcos depende de la rigidez, la geometría y el peso del nivel analizado, tal trabajo resulta tedioso y es necesario utilizar programas de cómputo que realicen los cálculos.

El RC-Buildings utilizado en el proyecto, puede realizar el análisis sísmico dinámico apegándose a los lineamientos marcados en el RCDF-93, por lo cual fue necesario de alimentar al programa de los valores de accidentales y del espectro de diseño sísmico para la zona I.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis del edificio se utilizó un modelo tridimensional basado en la hipótesis de comportamiento lineal correspondiente a una relación lineal entre esfuerzo y deformación.

Tanto para el análisis como para el diseño se usó el programa de cómputo RC Buildings, el cual respeta las restricciones establecidas en el RCDF-93 y en sus NTC.

Los datos con que se alimentó al programa fueron: la geometría de la estructura, dimensiones de los elementos estructurales, las cargas muertas y vivas, y las combinaciones de cargas para los diferentes tipos de análisis.

Combinaciones de carga

Cargas gravitacionales (análisis por carga vertical)

Es la carga permanente mas la carga variable máxima por el factor de carga correspondiente, es decir:

$$(W_{CM} + W_{CV}) \times 1.4$$

Cargas accidentales (análisis por sismo)

Es la carga permanente mas la carga variable instantánea mas la carga accidental (debida a sismo), todo por el factor de carga correspondiente

$$\text{En dirección X: } (W_{CM} + W_{CVins} + S_x + 0.3 S_y) \times 1.1$$

$$\text{En dirección Y: } (W_{CM} + W_{CVins} + 0.3 S_x + S_y) \times 1.1$$

DEFORMACIONES Y DESPLAZAMIENTOS

Las deformaciones de los elementos estructurales quedaron dentro de las permisibles, por lo cual podemos decir que las secciones son aptas para realizar el diseño de acero por flexión, flexocompresión y cortante según corresponda.

Los desplazamientos laterales debidos a las cargas por sismo son menores que las permisibles, resultado de la buena estructuración, aún cuando se tiene irregularidad en elevación a causa del escalonamiento de la edificación. Los valores de desplazamiento máximos de la edificación se muestran en la siguiente tabla, así como los valores permisibles.

Company: POSTENSA
 Project: RETORNO JULIETA #17

PAGE No. 1
 10:43:46 08-04-1998

LOAD COMBINATIONS

No	Load combination
1	DLP + 1.4D0 + 1.4DLF + 1.4DL + 1.4LLM
2	DLP + 1.1D0 + 1.1DLF + 1.1DL + 1.1LLI + 1.1EQX1 + .33EQY1
3	DLP + 1.1D0 + 1.1DLF + 1.1DL + 1.1LLI - 1.1EQX1 - .33EQY1
4	DLP + 1.1D0 + 1.1DLF + 1.1DL + 1.1LLI + 1.1EQX1 - .33EQY1
5	DLP + 1.1D0 + 1.1DLF + 1.1DL + 1.1LLI - 1.1EQX1 + .33EQY1
6	DLP + 1.1D0 + 1.1DLF + 1.1DL + 1.1LLI + 1.1EQX2 + .33EQY2
7	DLP + 1.1D0 + 1.1DLF + 1.1DL + 1.1LLI - 1.1EQX2 - .33EQY2
8	DLP + 1.1D0 + 1.1DLF + 1.1DL + 1.1LLI + 1.1EQX2 - .33EQY2
9	DLP + 1.1D0 + 1.1DLF + 1.1DL + 1.1LLI - 1.1EQX2 + .33EQY2
10	DLP + 1.1D0 + 1.1DLF + 1.1DL + 1.1LLI + .33EQX1 + 1.1EQY1
11	DLP + 1.1D0 + 1.1DLF + 1.1DL + 1.1LLI - .33EQX1 - 1.1EQY1
12	DLP + 1.1D0 + 1.1DLF + 1.1DL + 1.1LLI - .33EQX1 + 1.1EQY1
13	DLP + 1.1D0 + 1.1DLF + 1.1DL + 1.1LLI + .33EQX1 - 1.1EQY1
14	DLP + 1.1D0 + 1.1DLF + 1.1DL + 1.1LLI + .33EQX2 + 1.1EQY2
15	DLP + 1.1D0 + 1.1DLF + 1.1DL + 1.1LLI - .33EQX2 - 1.1EQY2
16	DLP + 1.1D0 + 1.1DLF + 1.1DL + 1.1LLI - .33EQX2 + 1.1EQY2
17	DLP + 1.1D0 + 1.1DLF + 1.1DL + 1.1LLI + .33EQX2 - 1.1EQY2

P-DELTA ANALYSIS - INTERSTORY DRIFTS

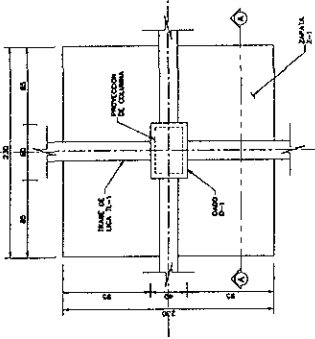
Story	LdComb	(DUx)max (cm)	(DUy)max (cm)	(φ)max (rad)
4	1	0.0416	0.0380	0.0000
	2	0.2088	0.1227	0.0000
	3	0.1512	0.1241	0.0000
	4	0.2596	0.1930	0.0001
	5	0.2020	0.1443	0.0001
	6	0.1899	0.1114	0.0000
	7	0.1845	0.1601	0.0000
	8	0.1959	0.1433	0.0000
	9	0.1905	0.1418	0.0000
	10	0.0952	0.3359	0.0000
	11	0.0898	0.3777	0.0001
	12	0.1175	0.3644	0.0001
	13	0.1752	0.4120	0.0001
	14	0.0545	0.3051	0.0000
	15	0.0443	0.3433	0.0000
	16	0.0644	0.3331	0.0000
	17	0.0698	0.3346	0.0000
3	1	0.0171	0.0169	0.0000
	2	0.1063	0.0376	0.0000
	3	0.0859	0.0435	0.0000
	4	0.1003	0.0458	0.0000
	5	0.0799	0.0310	0.0000
	6	0.1199	0.0485	0.0001
	7	0.0995	0.0474	0.0000
	8	0.1246	0.0517	0.0001
	9	0.1042	0.0385	0.0001
	10	0.0481	0.0358	0.0000
	11	0.0277	0.0383	0.0000
	12	0.0135	0.0183	0.0000
	13	0.0281	0.0375	0.0000
	14	0.0361	0.0285	0.0000
	15	0.0166	0.0350	0.0000
	16	0.0312	0.0190	0.0000
	17	0.0516	0.0435	0.0000

Company: POSTENSA
 Project: RETORNO JULIETA #17

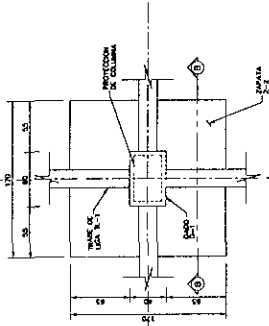
PAGE No. 2
 10:43:50 08-04-1998

Story	LdComb	(DUx)max	(DUy)max	(ϕ)max
2	1	0.0194	0.0161	0.0000
	2	0.0519	0.0304	0.0001
	3	0.0429	0.0344	0.0000
	4	0.0520	0.0394	0.0001
	5	0.0436	0.0310	0.0000
	6	0.0498	0.0325	0.0001
	7	0.0431	0.0370	0.0001
	8	0.0503	0.0438	0.0001
	9	0.0454	0.0331	0.0001
	10	0.0244	0.0250	0.0000
	11	0.0134	0.0300	0.0000
	12	0.0159	0.0207	0.0000
	13	0.0245	0.0296	0.0000
	14	0.0232	0.0221	0.0000
	15	0.0111	0.0271	0.0000
	16	0.0189	0.0232	0.0000
	17	0.0246	0.0343	0.0000
1	1	0.0253	0.0150	0.0000
	2	0.0149	0.0220	0.0000
	3	0.0176	0.0042	0.0000
	4	0.0142	0.0273	0.0000
	5	0.0183	0.0094	0.0000
	6	0.0127	0.0232	0.0000
	7	0.0198	0.0030	0.0000
	8	0.0108	0.0330	0.0000
	9	0.0217	0.0155	0.0000
	10	0.0170	0.0078	0.0000
	11	0.0155	0.0234	0.0000
	12	0.0180	0.0134	0.0000
	13	0.0145	0.0310	0.0000
	14	0.0181	0.0085	0.0000
	15	0.0144	0.0260	0.0000
	16	0.0208	0.0190	0.0000
	17	0.0117	0.0365	0.0000

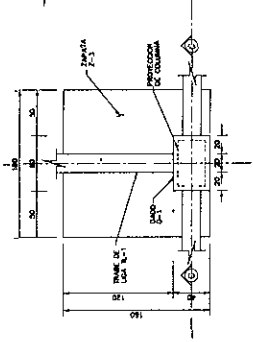
Como los valores permisibles máximos son de 0.006 h, y teniendo una altura de entrepiso mínima de 2.79 m, obtenemos un desplazamiento máximo de 1.67 cm, por tanto, todos los valores de desplazamientos están dentro de los permisibles



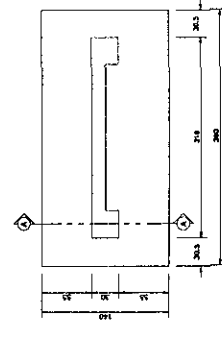
PLANTA ZAPATA Z-1



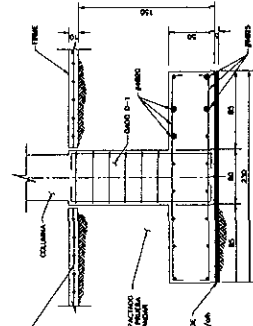
PLANTA ZAPATA Z-2



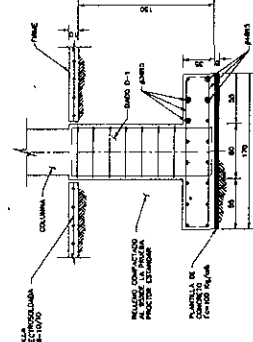
PLANTA ZAPATA Z-3



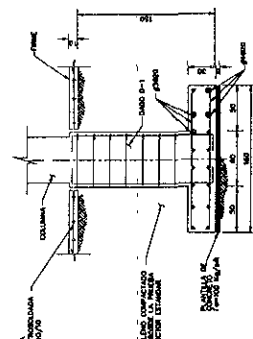
CORTE A-A ZAPATA Z-4



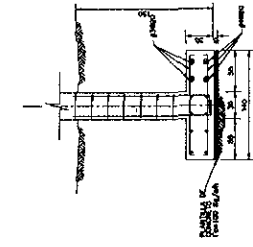
CORTE A-A ZAPATA Z-2



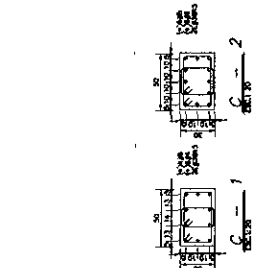
CORTE A-A ZAPATA Z-3



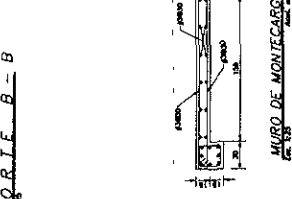
CORTE C-C MURO M-4



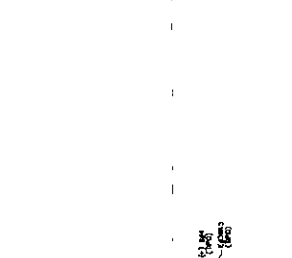
CORTE C-C MURO M-2



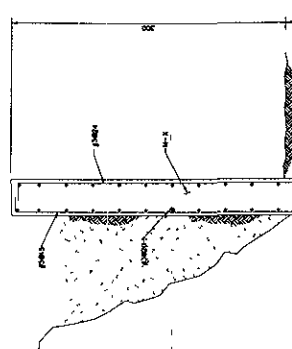
CORTE C-C MURO M-1



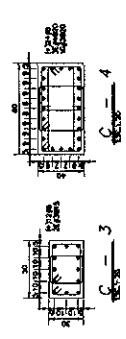
CORTE B-B MURO M-4



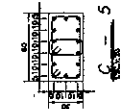
CORTE B-B MURO M-2



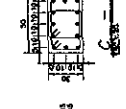
CORTE B-B MURO M-1



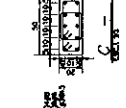
C-3 MURO M-4



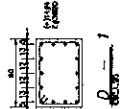
C-4 MURO M-4



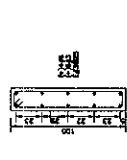
C-5 MURO M-4



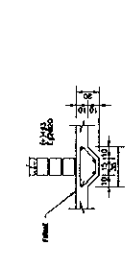
C-6 MURO M-4



C-7 MURO M-4



MURO DE MONTECARGA




MURO DE MONTECARGA

DETALLE TIPO PARA DESPLANTE DE MUROS MAMPOSTERIA

PROYECTO	REVISION	FECHA	ELABORADO	APROBADO
CONSTRUCCION DE MUROS MAMPOSTERIA				
PROYECTADO	REVISADO	VERIFICADO	APROBADO	REVISADO
ING. CARLOS RIVERA	ING. CARLOS RIVERA	ING. CARLOS RIVERA	ING. CARLOS RIVERA	ING. CARLOS RIVERA

PROYECTO	REVISION	FECHA	ELABORADO	APROBADO
CONSTRUCCION DE MUROS MAMPOSTERIA				
PROYECTADO	REVISADO	VERIFICADO	APROBADO	REVISADO
ING. CARLOS RIVERA	ING. CARLOS RIVERA	ING. CARLOS RIVERA	ING. CARLOS RIVERA	ING. CARLOS RIVERA


FOSTERIA
 INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 C.A. FOSTERIA
 AV. BOLIVAR # 17, ZONA DE CHARRINO
 CAROLINA, GUAYAS, ECUADOR
 TEL: 099 540 11 11
 WWW.FOSTERIA.COM.EC

CE-024

NOTAS GENERALES

- 1- Las dimensiones son dadas en centímetros.
- 2- Las dimensiones de los materiales son dadas en milímetros.
- 3- Las dimensiones de los materiales son dadas en milímetros.
- 4- Las dimensiones de los materiales son dadas en milímetros.
- 5- Las dimensiones de los materiales son dadas en milímetros.
- 6- Las dimensiones de los materiales son dadas en milímetros.
- 7- Las dimensiones de los materiales son dadas en milímetros.
- 8- Las dimensiones de los materiales son dadas en milímetros.
- 9- Las dimensiones de los materiales son dadas en milímetros.
- 10- Las dimensiones de los materiales son dadas en milímetros.
- 11- Las dimensiones de los materiales son dadas en milímetros.
- 12- Las dimensiones de los materiales son dadas en milímetros.
- 13- Las dimensiones de los materiales son dadas en milímetros.
- 14- Las dimensiones de los materiales son dadas en milímetros.
- 15- Las dimensiones de los materiales son dadas en milímetros.

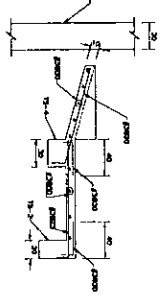
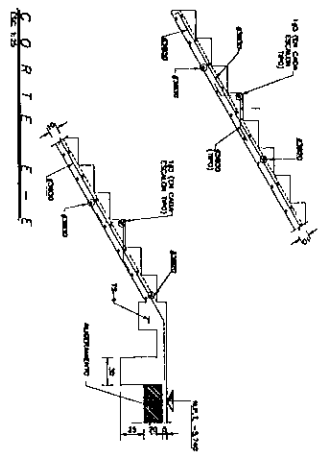
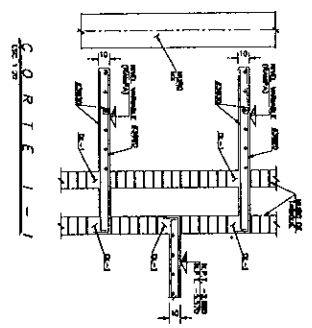
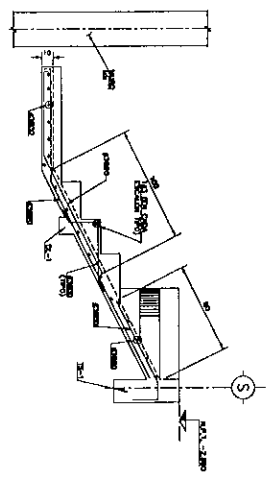


Fig. 4

Fig. 5

Fig. 6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

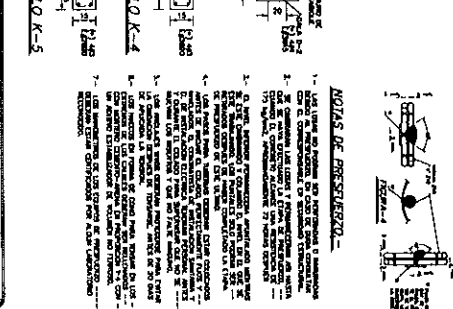
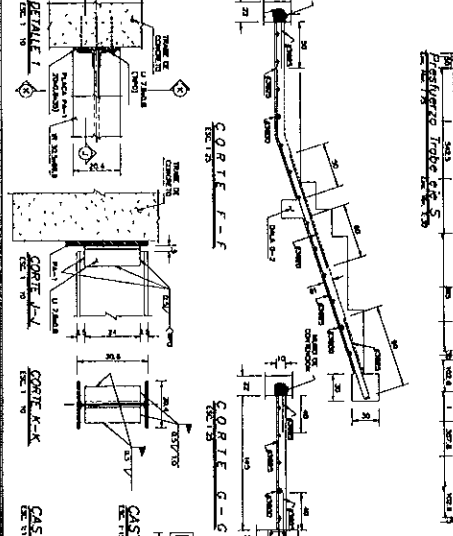
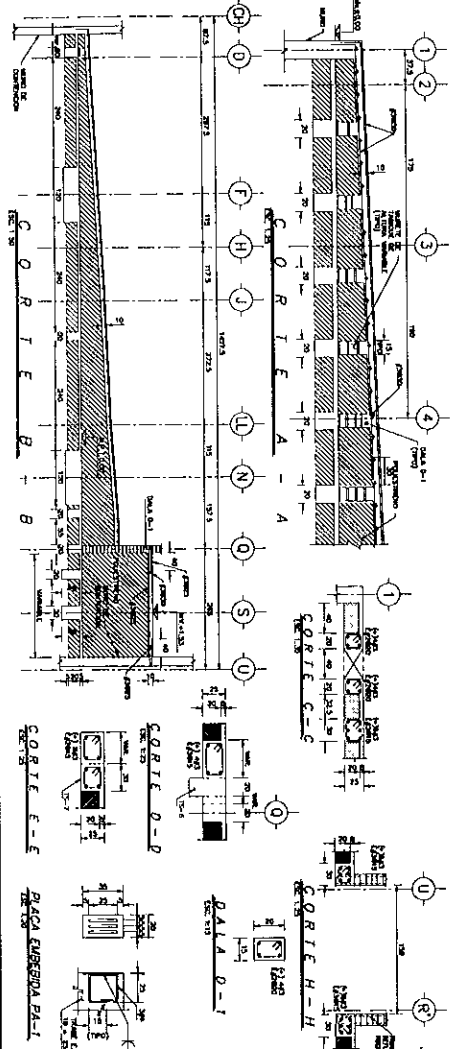
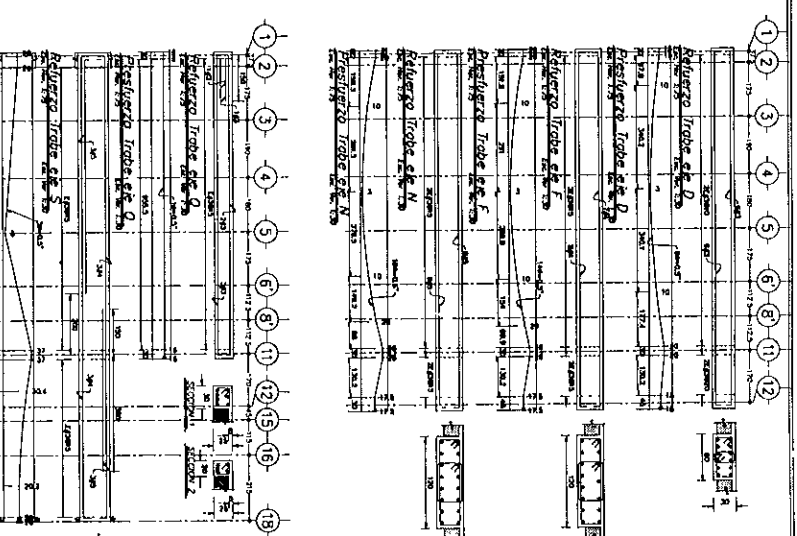
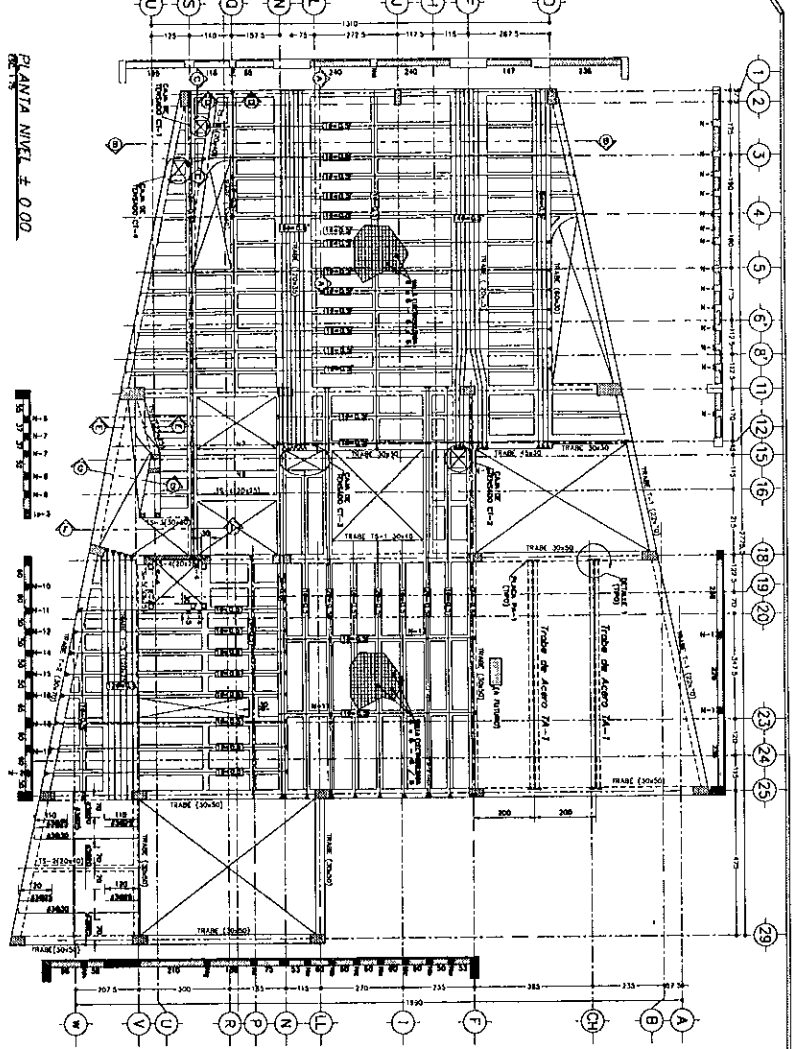
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----



E-038



NOTAS GENERALES

- 1- Las dimensiones de las medidas en el plano de trabajo.
- 2- Las dimensiones de las medidas en el plano de trabajo.
- 3- Las dimensiones de las medidas en el plano de trabajo.
- 4- Las dimensiones de las medidas en el plano de trabajo.
- 5- Las dimensiones de las medidas en el plano de trabajo.
- 6- Las dimensiones de las medidas en el plano de trabajo.
- 7- Las dimensiones de las medidas en el plano de trabajo.
- 8- Las dimensiones de las medidas en el plano de trabajo.
- 9- Las dimensiones de las medidas en el plano de trabajo.
- 10- Las dimensiones de las medidas en el plano de trabajo.
- 11- Las dimensiones de las medidas en el plano de trabajo.
- 12- Las dimensiones de las medidas en el plano de trabajo.
- 13- Las dimensiones de las medidas en el plano de trabajo.
- 14- Las dimensiones de las medidas en el plano de trabajo.
- 15- Las dimensiones de las medidas en el plano de trabajo.

TABLA DE VARIACIONES

No.	Fecha	Descripción
1	10/10/2010	Proyecto inicial
2	11/10/2010	Revisión de planos
3	12/10/2010	Revisión de planos
4	13/10/2010	Revisión de planos
5	14/10/2010	Revisión de planos
6	15/10/2010	Revisión de planos
7	16/10/2010	Revisión de planos
8	17/10/2010	Revisión de planos
9	18/10/2010	Revisión de planos
10	19/10/2010	Revisión de planos
11	20/10/2010	Revisión de planos
12	21/10/2010	Revisión de planos
13	22/10/2010	Revisión de planos
14	23/10/2010	Revisión de planos
15	24/10/2010	Revisión de planos
16	25/10/2010	Revisión de planos
17	26/10/2010	Revisión de planos
18	27/10/2010	Revisión de planos
19	28/10/2010	Revisión de planos
20	29/10/2010	Revisión de planos

PROYECTO DE CONSTRUCCION

CASA RESIDENCIAL

PLANTA

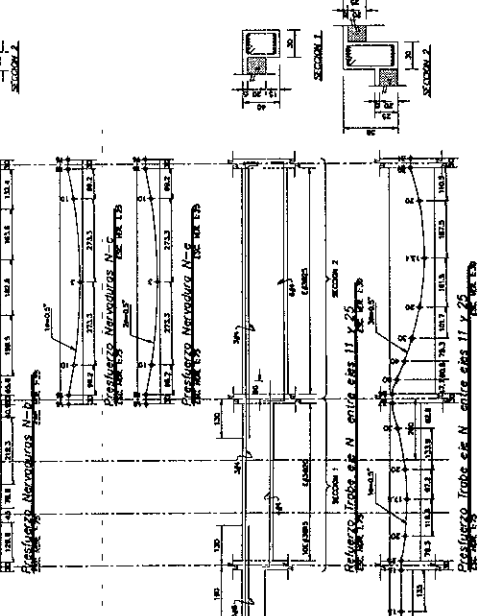
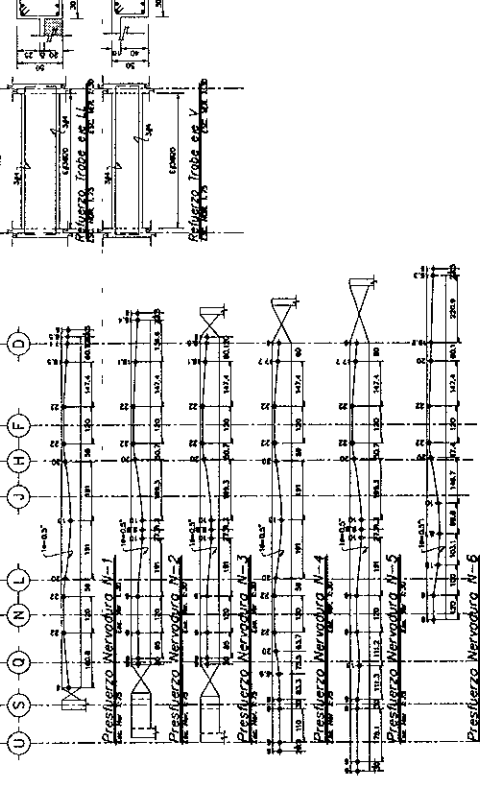
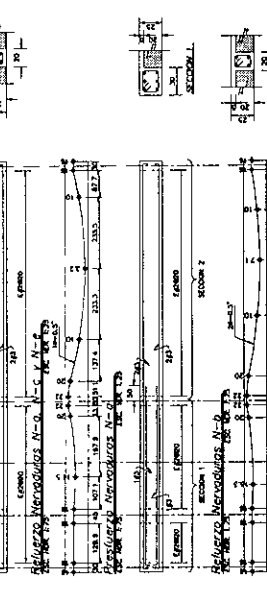
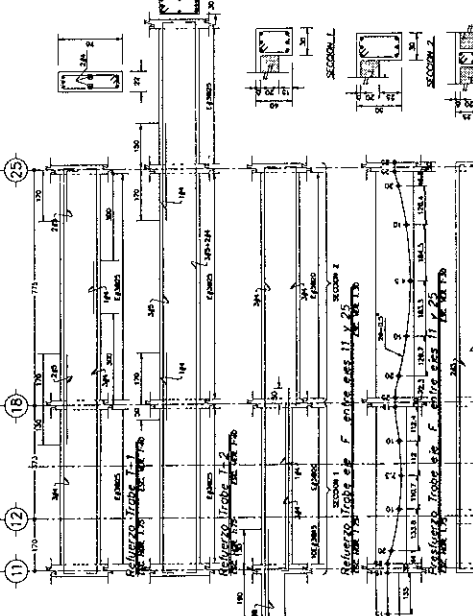
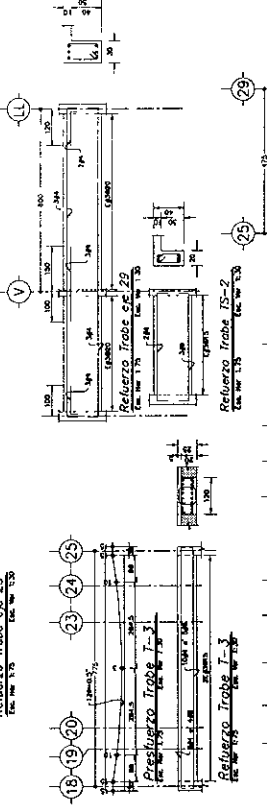
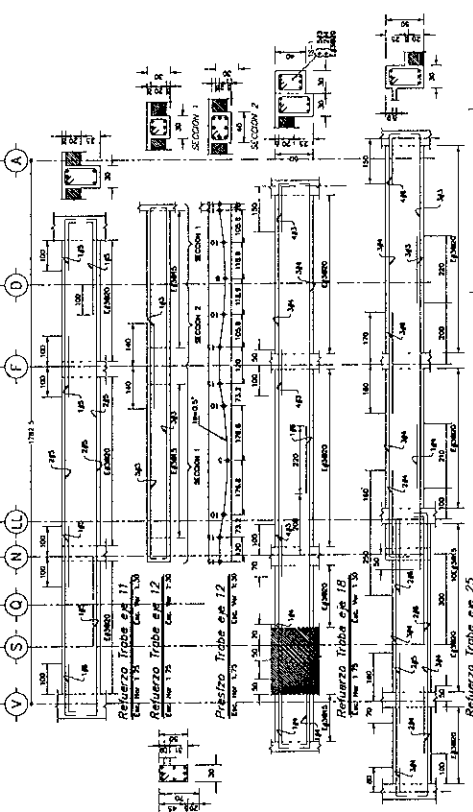
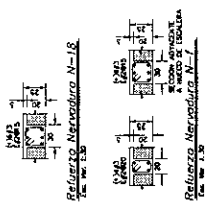
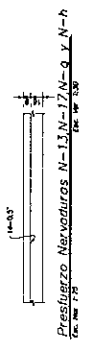
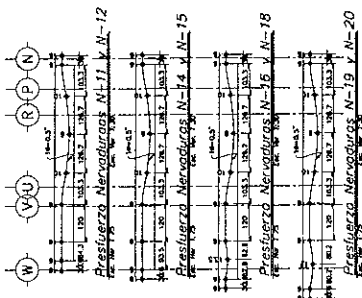
NIVEL ± 0.00

REPUESTO Y PRELUSTRO

POSTINSA

CASTILLO K-5

E-05



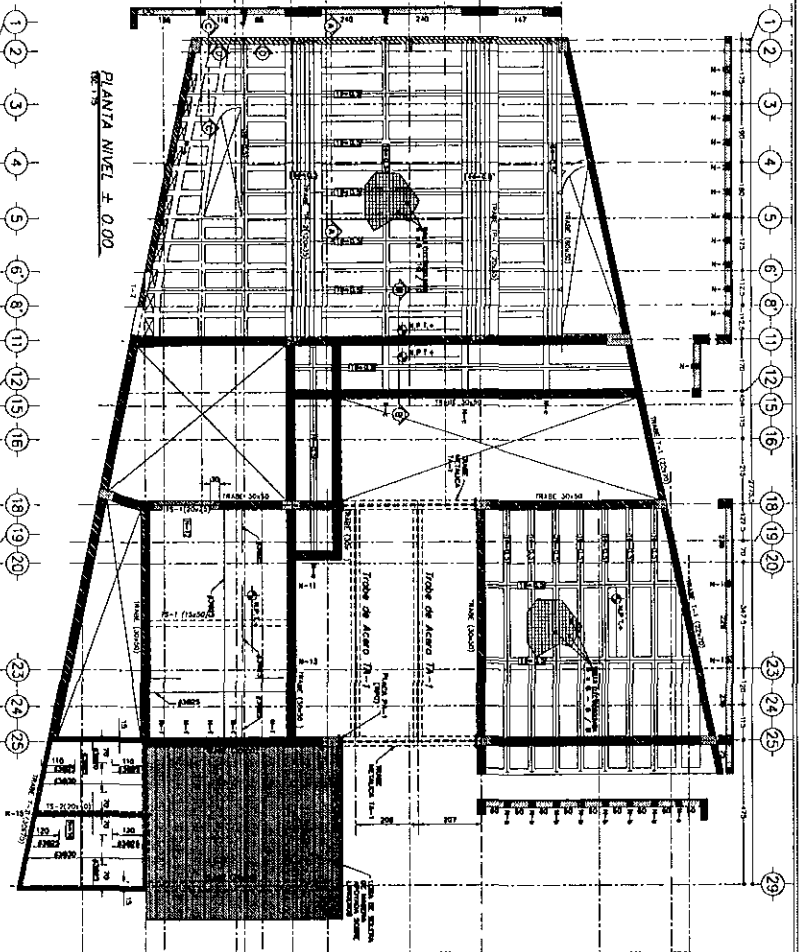
NOTAS.
 1- ACORRER EN CANTONES
 2- EN PLANO LOCAL
 3- EN PLANO LOCAL PLANO DE CANTON CON

POSTENSA
 INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 C.A.S.A.R.E.C.I.O.E.M.P.I.A.
 PROYECTO: REFINANCIA DE 17 LINEAS DE TRANSMISION
 DE 110KV EN EL AREA DE
 REFORZAMIENTO Y REPARACIONES
 REFORZAMIENTO Y REPARACIONES

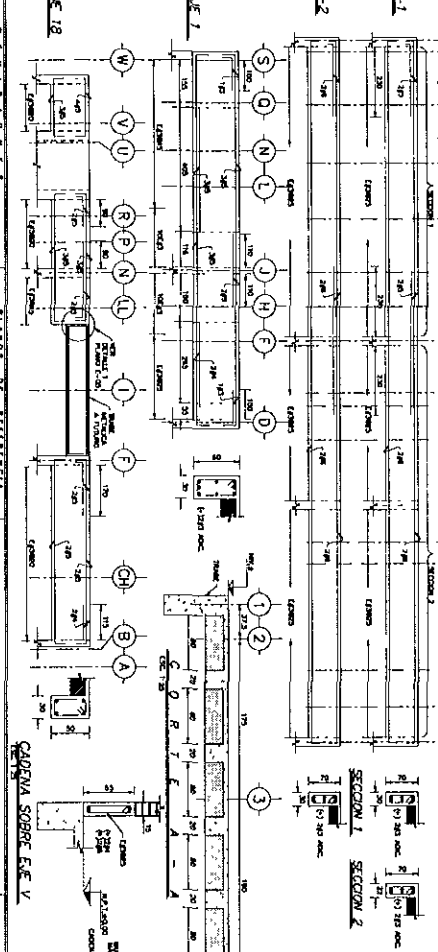
E-05a

AUTOR	PROYECTISTA	REVISOR	APROBADO	FECHA	Escala

1- ACORRER EN CANTONES
 2- EN PLANO LOCAL
 3- EN PLANO LOCAL PLANO DE CANTON CON

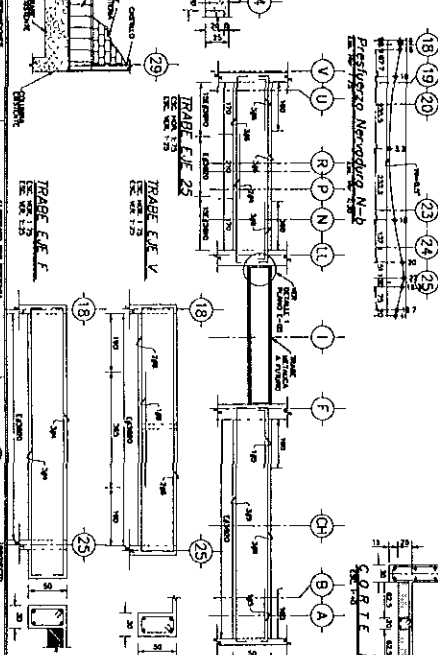
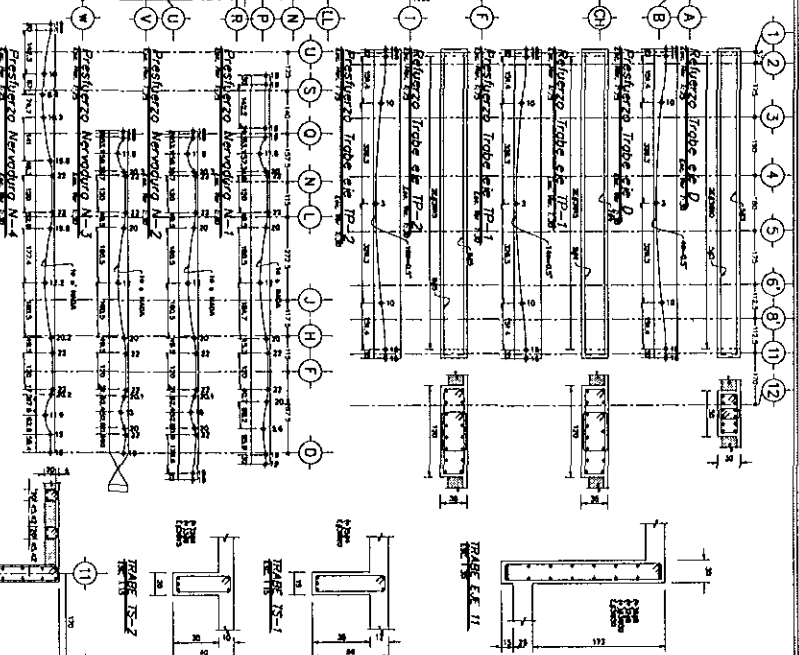


PLANTA NIVEL ± 0.00



CADERNA SOBRE S.E. V.

TRABE E.F.E. V



NOTAS GENERALES:

- 1.- Las dimensiones de las columnas y los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 2.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 3.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 4.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 5.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 6.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 7.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 8.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 9.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 10.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 11.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 12.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 13.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 14.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 15.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 16.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 17.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 18.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 19.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 20.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.

TABLA DE VARILLAS

Varilla	Longitud (m)	Cantidad	Observaciones
1	1.20	10	
2	1.20	10	
3	1.20	10	
4	1.20	10	
5	1.20	10	
6	1.20	10	
7	1.20	10	
8	1.20	10	
9	1.20	10	
10	1.20	10	
11	1.20	10	
12	1.20	10	
13	1.20	10	
14	1.20	10	
15	1.20	10	
16	1.20	10	
17	1.20	10	
18	1.20	10	
19	1.20	10	
20	1.20	10	

NOTAS DE PRESENTACION:

- 1.- Las dimensiones de las columnas y los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 2.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 3.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 4.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 5.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 6.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 7.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 8.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 9.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 10.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 11.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 12.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 13.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 14.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 15.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 16.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 17.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 18.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 19.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.
- 20.- Las dimensiones de los muros de carga se toman de los planos de estructura.

PROYECTO: CASA RESIDENCIAL

PLANTA ADOSADA

RETORNO Y PRESENCIA

POSTIBSA

E-06

A

4. Revisión de elementos estructurales

4.1 Diseño de estructuras de concreto según NTC-93

El reglamento de construcciones para el Distrito Federal menciona, en sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, los lineamientos y restricciones que deben cumplir los elementos que constituyen una estructura de concreto reforzado.

El objetivo de este capítulo es plantear un procedimiento de diseño para las trabes, columnas y losas de una edificación común, mencionando en cada momento los límites que estipula el reglamento. Para esto, debemos conocer algunos conceptos.

CRITERIOS DE DISEÑO.

Factores de seguridad.

El planteamiento de estados límites es el indicado en este contexto, ya que permite comparar la resistencia para cada estado límite contra la acción correspondiente. Cabe mencionar que existen dos estados límite, el de falla y el de servicio, el primero se considera en cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga, y el segundo se considerará cuando se presentan desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

La forma más lógica de operar sería a través de un solo factor de seguridad que relacionara la mejor estimación posible de la resistencia, representada por la media o valor esperado de ésta, m_R ; habría que diseñar para que esta relación representara el factor de seguridad óptimo en el sentido expresado anteriormente.

$$FS = \frac{m_R}{m_S}$$

Donde

FS es el factor de seguridad.

m_R es el valor de resistencia esperado.

m_S es la estimación de la acción.

Esta forma de proceder presenta diversos inconvenientes prácticos. El más importante es que en cada caso particular la magnitud de las incertidumbres que existen en las diversas variables y aspectos del diseño son muy diversos y que el factor de seguridad debería tomar distintos valores según las condiciones particulares.

Diseño por resistencia, factores de carga y de reducción.

Básicamente, el diseño por resistencia se hace revisando la siguiente desigualdad:

$$F_R R_d > \sum F_C S_d \quad (1)$$

Siendo:

F_R es el factor de resistencia.

R_d es resistencia de diseño.

F_C es el factor de carga.

S_d son las acciones de diseño.

La resistencia, R_d , calculada con los valores nominales de los esfuerzos resistentes de los materiales, y con expresiones que son generalmente conservadoras, se multiplica por un factor de reducción de resistencia, F_R , que pretende tomar en cuenta algunos factores adicionales como el modo de falla involucrado en el estado límite en cuestión (falla dúctil o frágil). En el otro lado de la desigualdad, los efectos de las acciones de diseño, o sea, las fuerzas internas S_d , obtenidas del análisis de la estructura ante cada una de las acciones de diseño se multiplican, cada una, por factores de carga que toman en cuenta la probabilidad de que se exceda al efecto del conjunto de acciones que interviene en la combinación de cargas que se está considerando.

De esa manera se tiene un juego de factores de seguridad que dan lugar a niveles de seguridad razonablemente uniformes.

Factores de carga: el RCDF contempla un diseño bajo factores de carga, con los cuales se multiplican a los elementos mecánicos actuantes y se obtiene elementos mecánicos últimos.

Los factores de carga mencionados en el reglamento, en su artículo 194 son:

En el análisis bajo carga vertical →	1.4
En el análisis bajo cargas accidentales →	1.1
En el análisis para obtener deformaciones →	1.0
En el análisis por estabilidad →	0.9

Factores de reducción: son valores que al multiplicarlos por el elemento mecánico nominal, se obtiene el elemento mecánico resistente. El reglamento en sus NTC-93 de diseño y construcción de estructuras de concreto, sección 1.6, mencionan los siguientes factores de reducción:

Elemento mecánico	F_R
Flexión	0.9
Cortante	0.8
Torsión	0.8
Flexocompresión	0.8 (sí el núcleo está zunchado o sí falla a tensión)
Flexocompresión	0.7 (falla en compresión y el núcleo no está zunchado)
Aplastamiento	0.7

Estas resistencias (resistencias de diseño) son las que al dimensionar, se compararán con las fuerzas internas de diseño (elementos mecánicos últimos) que se obtienen multiplicando las cargas adecuadas por los factores de carga.

Esfuerzos admisibles.

Un planteamiento más burdo del problema de revisión es posible cuando se puede expresar la resistencia como una función lineal de cierto esfuerzo resistente del material.

$$R_d = Kf_d$$

Donde:

f_d es el esfuerzo de diseño.
 K es el coeficiente de proporcionalidad.

En general K es un coeficiente que depende en general de diversas propiedades geométricas de la sección. Si además los efectos de las acciones se expresan en términos de un esfuerzo actuante en la sección, al dividir la fuerza interna actuante en la sección entre el mismo factor K queda:

$$f_a = \frac{S_d}{K}$$

Siendo:

f_a el esfuerzo actuante de la sección.

Y se considera un solo factor de carga F_c igual para todas las acciones, se puede establecer una desigualdad análoga a la ecuación (1) pero expresada en términos de esfuerzos.

$$F_R \frac{R_d}{K} > F_C \sum \frac{S_d}{K}$$

de donde

$$\frac{F_R}{F_C} f_d > f_a$$

El término $\frac{F_R}{F_C} f_d$ se denomina esfuerzo admisible o permisible, y en él se han concentrado todos los factores parciales de seguridad.

$$f_p = \frac{F_R}{F_C} f_d$$

Donde:

f_p es el esfuerzo permisible

De esta manera se obtiene un criterio diferente de revisión de la seguridad que consiste en la comparación de un esfuerzo actuante con uno permisible:

$$f_p > f_a$$

TIPOS DE FALLA

Según la cantidad de acero longitudinal con que está reforzado el elemento, éste puede fluir o no antes de que se alcance la carga máxima. Cuando el acero fluye, el comportamiento del miembro es dúctil, es decir, se producen deformaciones considerables antes del colapso final. En este caso se dice que el elemento es subreforzado, considerando que tiene una *falla dúctil*.

Por otra parte, si la cantidad de acero longitudinal de tensión es grande, éste no fluye antes del aplastamiento y se dice entonces que el elemento es sobrerreforzado por lo que tendrá una *falla frágil*. Puede suceder que el elemento alcance su resistencia precisamente cuando el acero empieza a fluir, en este caso se dice que el elemento es balanceado.

Los términos sobrerreforzado y subreforzado, aplicados al caso de elementos con acero sin un límite de fluencia bien marcado, no tiene más sentido que el de indicar el grado de ductilidad. En este caso la condición balanceada no está claramente definida.

4.1.1 Diseño de vigas.

GENERALIDADES.

Para hacer un buen dimensionamiento de una viga se necesitan conocer los siguientes puntos:

Acero de flexión mínimo.

El porcentaje mínimo del refuerzo de tensión debe ser tal que la resistencia de la viga calculada con las hipótesis usuales sea aproximadamente 1.5 veces mayor que el momento que provoca el agrietamiento, calculado con el módulo de rotura del concreto y suponiendo la sección de la viga sin agrietar.

Los reglamentos suelen especificar los porcentajes mínimos aproximados para casos particulares, obtenidos con base en consideraciones semejantes. Por ejemplo el ACI 318-89 establece que la relación mínima debe ser:

$$\rho_{min} = \frac{A_{s_{min}}}{bd} = \frac{14}{f_y}$$

De donde:

ρ_{min} es el porcentaje de acero mínimo.

$A_{s_{min}}$ es el acero mínimo requerido en la sección.

d es el peralte efectivo de la sección.

f_y es el esfuerzo de fluencia en el acero.

Donde b es el ancho en vigas rectangulares o el ancho de la nervadura en vigas T. Para secciones rectangulares, las NTC-93 especifican que el acero mínimo sea el dado por la siguiente ecuación:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

Pueden construirse vigas sin refuerzo en compresión, pero es frecuente colocar por lo menos dos barras en las esquinas, para poder armar los estribos que se utilizan como refuerzo por cortante.

Acero de flexión máximo.

Con el fin de asegurar un comportamiento dúctil, los reglamentos limitan la cuantía de refuerzo a valores que varían del correspondiente a la condición balanceada (ρ_b), al 75 por ciento de este valor para sismo, donde:

$$\rho_b = \frac{f_c''}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000}$$

Siendo:

ρ_b el porcentaje de acero balanceado.

Hipótesis de trabajo

Dentro de las trabes hechas con concreto reforzado, cabe destacar el trabajo que desempeña cada uno de los elementos, es decir, el concreto trabajará únicamente a compresión y el acero tomará las tensiones y en algunas ocasiones trabajará a compresión.

El reglamento de construcción contempla las siguientes hipótesis.

- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- La deformación unitaria del concreto en compresión, cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003.
- La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro, definido éste de acuerdo con las hipótesis anteriores. El esfuerzo uniforme se tomará igual a $f^*c = 0.85f^*c$ si:

$$f^*c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

o igual a

$$\left(1.05 - \frac{f^*c}{1250}\right) f^*c \text{ si } f^*c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

El diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, sea o no torcido en frío, puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a E_s , y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero, f_y . En aceros que no presentan fluencia bien definida, la recta horizontal pasará por el esfuerzo convencional de fluencia. El esfuerzo convencional de fluencia se define por la intersección del diagrama esfuerzo-deformación unitaria con una recta paralela al tramo elástico, cuya abscisa al origen es 0.002. En los cálculos de elementos de concreto presforzado deben usarse los diagramas esfuerzo-deformación unitaria del acero utilizado, obtenidos experimentalmente.

DISEÑO DE TRABES DE CONCRETO REFORZADO.

Las trabes son elementos estructurales que están sometidos a momentos flexionantes, cortantes y en ocasiones a carga axial; enseguida se explicará la forma de diseñar las trabes bajo estos efectos.

Diseño por flexión.

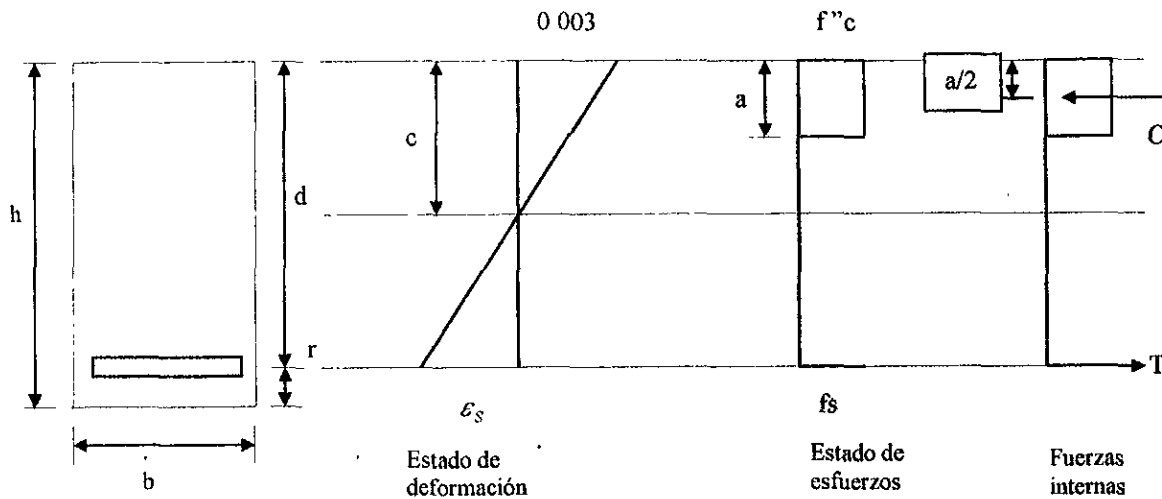
El diseño por flexión trata de generar fuerzas internas en la trabe formando un par o un momento interno capaz de contrarrestar los momentos flexionantes externos; esto se logra agregando acero a la sección de concreto, por lo que el diseño constará de determinar la cantidad de acero necesario y su posición.

Diseño en traves rectangulares.

Existen tres procedimientos para determinar el acero requerido por flexión en traves, las cuales explicaremos a continuación:

a) Procedimientos por tanteos.

Este procedimiento consta de ir variando la profundidad del eje neutro hasta lograr que el momento interno sea igual o mayor al momento externo, en la siguiente figura se muestran los estados de deformación, esfuerzo y fuerzas internas en la trabe.



Donde:

- h : es el peralte total.
- b : es el ancho de la trabe.
- d : es el peralte efectivo.
- r : es la distancia de recubrimiento.
- c : es la distancia al eje neutro.
- a : es la profundidad del bloque de compresiones.
- A_s : es el acero de refuerzo a tensión.
- ϵ_s : es la deformación unitaria del acero.
- f_s : es el esfuerzo en el acero.
- C : es la fuerza de compresión.
- T : es la fuerza de tensión.

El diseño con este método se realiza de la siguiente forma:

- 1) Suponer c ; siendo c la profundidad del eje neutro.
- 2) Calcular a .

3) Determinar ϵ_s por relación de triángulos:
$$\epsilon_s = \frac{0.003(d - c)}{c}$$

$$4) \text{ Si } \varepsilon_s < \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \approx 0.0021 \Rightarrow f_s = \varepsilon_s E_s$$

$$\text{Si } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \Rightarrow f_s = f_y$$

Donde:

ε_y es la deformación unitaria del acero cuando fluye.

f_y es el esfuerzo de fluencia del acero.

E_s es el módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

$$5) \text{ Obtener la fuerza } C = abf''c; f''c = \left(1.05 - \frac{f^*c}{1250}\right) f^*c \text{ si } f^*c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c \quad \text{si } f^*c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 0.8 f'c$$

Siendo:

C.- la fuerza de compresión en el concreto

$f'c$ - la resistencia especificada del concreto a compresión simple.

$f''c$ - el esfuerzo uniforme del concreto en compresión.

f^*c - la resistencia nominal del concreto a compresión.

$$6) \text{ Determinar } A_s \text{ despejando de la igualdad } T = C; T = A_s f_s, \text{ por tanto } A_s = \frac{C}{f_s} = \frac{abf''c}{f_s}$$

$$7) \text{ Calcular el momento resistente } M_R = F_R T \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Donde:

M_R es el momento resistente de diseño.

F_R es un factor de reducción.

T es la fuerza de tensión en el acero.

$$8) \text{ Comparar el } M_R \text{ vs } M_U, \text{ si } M_R \geq M_U \text{ el diseño es adecuado.}$$

$$\text{si } M_R < M_U \text{ se aumenta } c \text{ y se repite el procedimiento.}$$

$$9) \text{ Verificar que el acero esté dentro de los límites máximo y mínimo: } A_{s_{\min}} < A_s < A_{s_{\max}}$$

b) Utilización de las fórmulas.

Regularmente, las fórmulas para calcular directamente el acero necesario en una sección rectangular simplemente armada se basan en la suposición de que el acero fluirá antes de ocurrir la falla (falla dúctil), por lo que deben utilizarse con sumo cuidado. Enseguida se muestran algunas expresiones:

1) Acero requerido:

$$A_{s_{req}} = \frac{bdf''c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f''c}} \right)$$

Donde:

$A_{s_{req}}$ es el área de acero requerido longitudinal en tensión

M_u es el momento último de diseño.

Se debe comprobar que $A_{s_{req}}$ esté entre $A_{s_{min}}$ y $A_{s_{max}}$.

2) Momento último.

$$M_u = F_R b d^2 f''c q (1 - 0.5q)$$

Donde:

$$q = \rho \frac{f_y}{f''c}$$

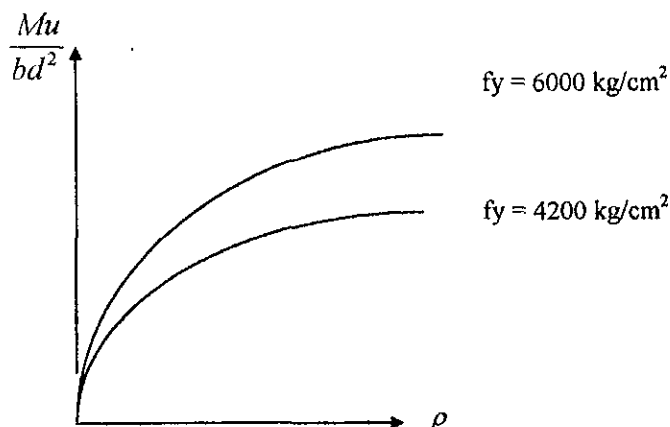
Siendo:

q la cuantía de acero.

En esta fórmula se van sustituyendo valores de q hasta igualar los dos términos, para después obtener ρ y por ende, A_s , la cual debe estar entre $A_{s_{min}}$ y $A_{s_{max}}$. Esta ecuación también se presenta en gráficas donde la incógnita es q .

c) Gráficas.

Existen gráficas como la siguiente:



En donde se relaciona el valor conocido de $\frac{M_u}{bd^2}$ con el porcentaje de acero ρ , por lo que el diseño constará de:

- 1) Determinar el valor $\frac{Mu}{bd^2}$
- 2) Con ayuda de la gráfica obtener ρ para el f_y correspondiente.
- 3) Obtener $As = \rho bd$.
- 4) Verificar que $As_{min} < As < As_{max}$

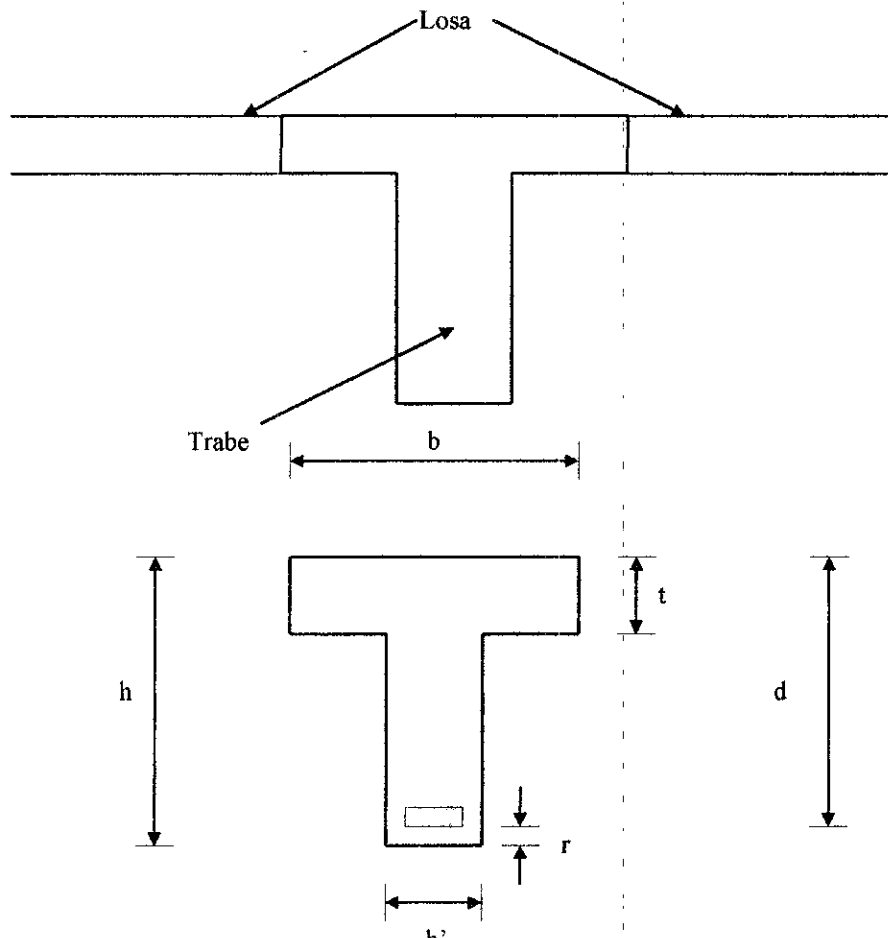
Cuando el acero resultante sea mayor al máximo, se tendrán las siguientes soluciones:

- i. Aumentar la sección, ya sea h o b .
- ii. Aumentar la resistencia del concreto ($f'c$)
- iii. Calcular la viga como una sección T.
- iv. Colocarle acero en compresión.

Las dos primeras soluciones sostienen el hecho de calcular la trabe con una sección rectangular y diseñar en forma simplemente armada, mientras que las subsecuentes proponen diseñar como una viga T o diseñar en forma doblemente armada. A continuación se explicarán estos diseños.

Diseño de viga T.

La viga T se forma con parte de una losa colada monolíticamente conjunta con la trabe, como se muestra en la figura:



Donde:

- b es el ancho del patín.
- h es el peralte total de la viga.
- d es el peralte efectivo
- r es el recubrimiento.
- t es el espesor del patín.
- b' es el ancho del alma

La dimensión t se supone igual al espesor de la losa concurrente, mientras que b se determina de la siguiente forma:

ancho efectivo b, será el menor de los siguientes valores:
$$\left\{ \begin{array}{l} 16t + b' \\ \frac{l}{4} \\ c. a. c. \end{array} \right.$$

Siendo:

- t el espesor del patín
- l es la longitud del claro
- c. a. c. es la distancia que hay entre traveses consecutivos de centro a centro.

El procedimiento de diseño regularmente es por tanteos y se menciona a continuación:

- 1) Suponer un valor de c.
- 2) Calcular $a = 0.8 c$.
- 3) Determinar ϵ_s por relación de triángulos.

$$\epsilon_s = \frac{0.003(d - c)}{c}$$

- 4) Si $\epsilon_s \geq \epsilon_y \Rightarrow f_s = f_y$
 $\epsilon_s < \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \Rightarrow f_s = \epsilon_s E_s$

- 5) Determinar la fuerza C.

$$si \quad a \leq t \Rightarrow C = abf''c$$

$$si \quad a > t \Rightarrow C = (b - b')f''c + ab'f''c = C_p + C_a$$

- 6) De la igualdad $T = C$, despejamos A_s de la ecuación $T = A_s f_s \Rightarrow A_s = \frac{C}{f_s}$

o bien,

$$As_a = \frac{C_a}{fs}$$

$$As_p = \frac{C_p}{fs}$$

$$As = As_a + As_p$$

Donde:

As_a es el acero longitudinal en el alma.

As_p es el acero longitudinal en el patín.

C_a es la fuerza de compresión en el concreto del alma.

C_p es la fuerza de compresión en el concreto del patín

7) Calcular el momento resistente M_R .

$$M_R = C_p \left(d - \frac{t}{2} \right) + C_a \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

8) Verificar que el M_R sea mayor o igual a M_U .

si $M_R \geq M_U \Rightarrow$ el diseño es adecuado.

si $M_R < M_U \Rightarrow$ se aumenta el valor de c y se repite el proceso.

9) El acero calculado debe estar entre los límites máximos y mínimos, es decir:

$$As_{min} < As < As_{max}$$

pero en este caso:

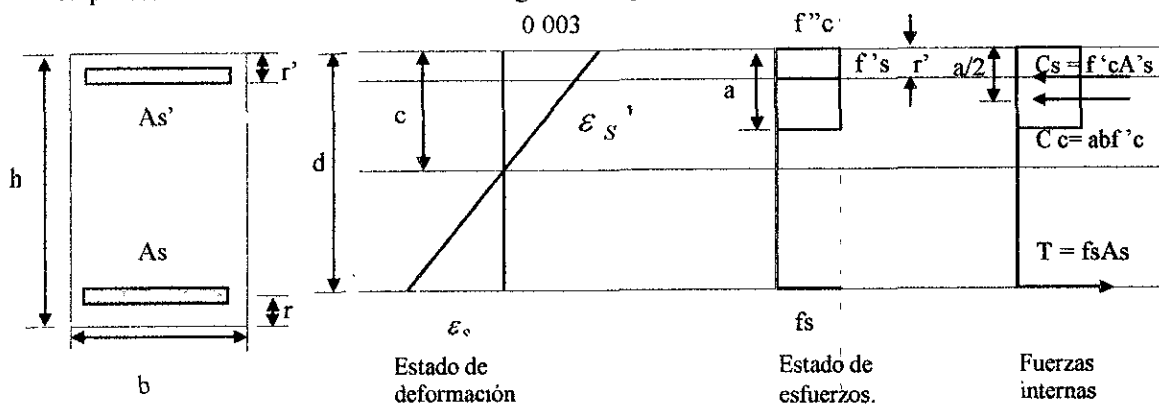
$$As_{max} = bd\rho_{max} + As_p$$

El diseño sólo se puede realizar cuando el momento haga que el patín de la sección T esté a compresión; cuando el momento sea inverso, el diseño se hace únicamente con el alma.

Si no se puede formar una sección T o el momento resistente es menor al momento último de diseño, entonces se le agrega acero en compresión, siendo un diseño doblemente armado.

Diseño de vigas doblemente armadas.

El procedimiento común es utilizando el siguiente esquema:



Procedimiento::

1) Suponer un valor de $c \leq 0.75 c_b$, donde $c_b = \frac{0.003d}{0.003 + \epsilon_y}$

2) Determinar $\epsilon_s = \frac{0.003(d-c)}{c}$ y $\epsilon'_s = \frac{0.003(d-r')}{c}$

3) Obtener los f_s y f'_s : si $\epsilon_s < \epsilon_y \Rightarrow f_s = \epsilon_s E_s$; $\epsilon_s < \epsilon_y \Rightarrow f'_s = \epsilon'_s E$
 si $\epsilon_s \geq \epsilon_y \Rightarrow f_s = f_y$; $\epsilon'_s \geq \epsilon_y \Rightarrow f'_s = f_y$

Donde.

E_s es el módulo de elasticidad del acero

4) El acero en tensión A_s estará compuesto de la suma del acero máximo de una viga simplemente armada más el acero en compresión, es decir: $A_s = A_{s1} + A'_s$, donde $A_{s1} \leq A_{s_{max}}$

$$A_{s_{max}} = 0.75 \rho_{max} b d$$

Donde:

ρ_{max} es el porcentaje de acero máximo visto con anterioridad.

5) A_{s1} se calcula como $A_{s1} = \frac{abf''c}{f_s}$

6) Se determina el momento resistente de la viga si ésta fuera simplemente armada:

$$M_{R1} = F_R f_s A_{s1} \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

7) Se obtiene el momento excedente; el cual debe proporcionarlo el acero en compresión.

$$M_{R2} = M_U - M_{R1}$$

8) Se obtiene el acero a compresión.

$$A'_s = \frac{M_{R2}}{F_R f'_s (d - r')}$$

Donde:

A'_s es el área de refuerzo en el acero en compresión.

9) Finalmente el acero en tensión será.

$$A_s = A_{s1} + A's$$

Con estas áreas, se calculan ρ y ρ' , los cuales deben cumplir con.

$$(\rho - \rho') \geq \frac{f''c}{f_y} \cdot \frac{d'}{d} \cdot \frac{4800}{6000 - f_y}$$

$$\rho' = \frac{A's}{bd}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

Donde:

ρ' es el porcentaje de acero en compresión.

Diseño por cortante en vigas.

El diseño constará de determinar la cantidad de acero necesaria en las secciones transversales de la viga, colocado en forma de estribo, y la separación entre ellos.

El procedimiento para diseño por cortante es:

1) Determinar el cortante de diseño último V_{ud} (cortante último de diseño), el cual estará a una distancia "d" del paño de la columna.

2) Verificar que, $V_{ud} < 2F_R bd \sqrt{f^*c}$; si se cumple, se continúa con el procedimiento, si no se cumple, se debe cambiar la sección resistente b o d.

3) Obtener las fuerza cortante que toma el concreto.

$$si \rho < 0.01 \Rightarrow V_{CR} = F_R bd (0.2 + 30\rho) \sqrt{f^*c}$$

$$si \rho \geq 0.01 \Rightarrow V_{CR} = F_R 0.5bd \sqrt{f^*c}$$

donde:

ρ es el porcentaje de acero en tensión

V_{CR} es el cortante que resiste la sección del concreto.

Lo anterior es para vigas donde la relación $\frac{L}{n}$ es mayor que 5, si esta relación es menor que 4 y las cargas

y reacciones comprimen directamente las caras superior e interior de la viga, V_{CR} se obtendrá multiplicando el valor que da la ecuación anterior por el siguiente factor:

$$\left(3.5 - 2.5 \frac{M}{V_d} \right) > 1.0$$

Donde:

V_d es el cortante de diseño.

pero sin que V_{CR} sea mayor que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$$

4) Comparar V_{ud} vs V_{CR} .

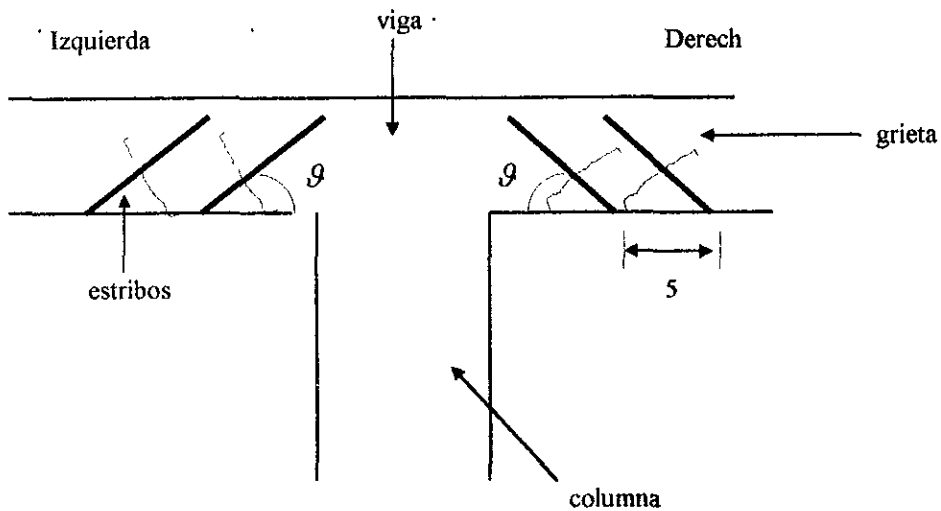
Si $V_{ud} > V_{CR}$ se colocará estribos cerrados a una distancia $\frac{d}{2}$ (ya sean del # 2 ó # 3).

Si $V_{ud} < V_{CR}$ se colocarán estribos separados a una distancia S .

$$S = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \vartheta + \cos \vartheta)}{V_{ud} - V_{CR}}$$

Donde:

ϑ es el ángulo que forma el estribo con respecto al eje de la viga; si el cortante está a la derecha, se mide en sentido horario, y si está a la izquierda, se mide en sentido antihorario, como se muestra en la figura:



A_v es el área del estribo supuesto para el cálculo y estará en cm^2 , la cual se determinará multiplicando el área de la barra que forma el estribo por el número de ramas.

El acero de los estribos no debe ser mayor al del grado 42 (4200 kg/cm^2), además S no debe ser mayor que

$$\frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

Y también, S no será mayor que:

$$0.5d \text{ cuando } V_{CR} < V_{ud} < 1.5F_R bd \sqrt{f^* c}$$

$$0.25d \text{ cuando } 1.5F_R bd \sqrt{f^* c} \leq V_{ud} < 2F_R bd \sqrt{f^* c}$$

ni menor de 5 cm.

5) Finalmente, al obtener el valor de S , se redondea a un valor múltiplo de 5.

4.1.2. Diseño de columnas

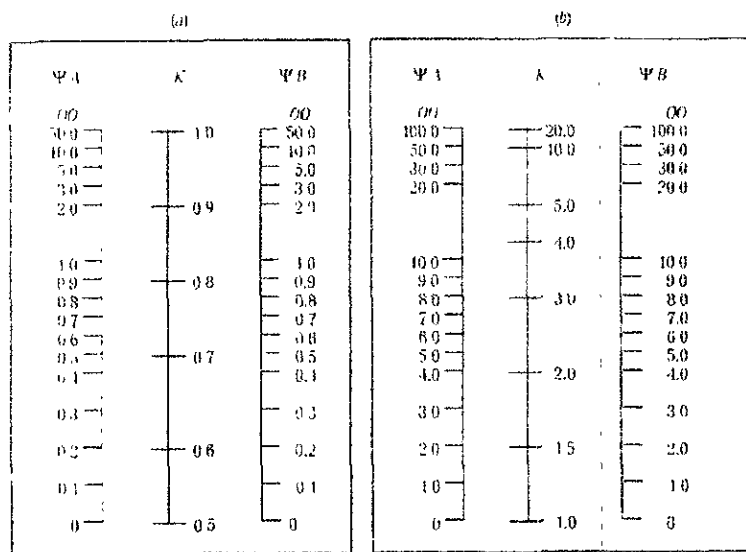
Para el diseño de columnas, debemos de tener en mente que éstas trabajarán a flexocompresión biaxial, por lo cual serán importantes las combinaciones de cargas realizadas en el análisis estructural en las dos direcciones ortogonales, con el fin de diseñar y revisar las columnas con los elementos mecánicos más desfavorables.

Esto se complica, ya que con una sola combinación, no se pueden diseñar las columnas; además, si se añaden los efectos de esbeltez que marca el reglamento, veremos que lo más tedioso será obtener los diferentes elementos mecánicos con los cuales diseñaremos.

El reglamento, en sus NTC-93 de diseño y construcción de estructuras de concreto, sección 1.3.2. b) menciona que si el elemento está restringido lateralmente en sus extremos, los efectos de esbeltez se pueden despreciar si la relación:

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

donde H' es la altura efectiva del miembro sometido a flexocompresión, el cual es igual a kH , siendo H la altura libre del elemento y k se calcula utilizando el siguiente nomograma:



$\Psi =$ Cociente de $\Sigma D_i/L_i$ de las columnas entre $\Sigma D_i/L_i$ de los miembros de flexión que se unen en un extremo de una columna, en el plano considerado.
 $H' = kH$
 L y B son los extremos de la columna

Siendo:

r el radio de giro en la dirección considerada, calculado como $\sqrt{\frac{I}{A}}$, I es el momento de inercia y A es el área transversal del elemento.

M_1 y M_2 son los momentos a los que está sometido el elemento; si $M_1 = M_2 = 0$, la relación se supondrá igual a uno.

Momento de diseño.

Los miembros sujetos a flexocompresión en los que no puedan despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño P_U , obtenida de un análisis convencional y un momento amplificado, M_C , obtenido aproximadamente con el procedimiento que sigue:

$$M_C = F_{ab} M_{2b} + F_{as} M_{2s}$$

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_U}{P_C}} \geq 1.0$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$$P_C = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2}$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u}$$

$$F_{as} = 1 + \frac{\frac{W_U}{R} - \frac{h}{1.2W_U}}{Q - h}$$

De las expresiones anteriores tenemos que:

u. es la relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total.

W_U suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas especificadas en el Título VI del reglamento multiplicadas por el factor de carga correspondiente), acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

R rigidez de entrepiso, definida como la fuerza cortante en ese entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan, provocada por la fuerza cortante mencionada (suma de rigideces de entrepiso de todos los marcos de la estructura en la dirección analizada).

- Q cantidad adimensional definida en las NTC a acciones distintas por sismo. Cuando los desplazamientos laterales sean debidos a acciones distintas del sismo, se tomará $Q = 1.0$
- h altura de entrepisos, entre ejes.
- M_{2b} es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que no dan lugar a desplazamientos laterales apreciables; se obtiene de un análisis convencional y está multiplicado por el factor de carga correspondiente. Este momento no se tomará menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima prescrita en 2.1.3a. M_{2s} es el mayor absoluto, causado por aquellas cargas que dan lugar a desplazamientos laterales apreciables; se obtiene de un análisis elástico convencional y está multiplicado por el factor de carga correspondiente.

Cabe señalar que el momento de diseño se calcula para cada una de las direcciones por analizar.

Procedimiento de diseño.

- 1) Determinar las excentricidades con base en P_U , M_{UX} y M_{UY} .

$$e_x = \frac{M_{UX}}{P_U} \text{ y } e_y = \frac{M_{UY}}{P_U}$$

Donde:

- e_x es la excentricidad en la dirección x.
- e_y es la excentricidad en la dirección y.
- M_{UX} es el momento último en dirección x.
- M_{UY} es el momento último en dirección y.
- P_U es la carga axial última.

- 2) Suponer r y ρ ; r puede estar entre 2 y 10 cm, mientras que ρ debe estar entre ρ_{min} y ρ_{max}

$$\rho_{min} = \frac{20}{f_y}; f_y \text{ en } kg/cm^2 \text{ y } \rho_{max} = 0.06$$

- 3) Con base en la geometría, se determina A_s junto con el número de barras que se colocarán en la sección, recordando que:

- En columnas cuadradas o rectangulares, el número mínimo de varillas será 4.
 - En columnas circulares, el mínimo de varillas es 6
- Además, se propone una distribución del acero

- 4) Determinar $q = \rho \frac{f_y}{f''c}$

- 5) Calcular P_{R0} .

$$P_{R0} = F_R (f''cAc + A_s f_y)$$

Donde:

- P_{R0} es la carga axial resistente considerando que se aplica sin excentricidad.
- Ac es el área bruta de concreto.

- 6) Utilizando los diagramas de interacción, editados por el Instituto de Ingeniería, calcular P_{RX} .

P_{RX} se determina seleccionando el diagrama con $\frac{d}{h}$, después con $\frac{e_x}{h}$ y q se observa el valor de K_X y finalmente:

$$P_{RX} = F_R K_X b h f^n c$$

Donde:

P_{RX} es la carga axial resistente considerando que se aplica con excentricidad en x.

K_X es un coeficiente de proporcionalidad que toma en cuenta la excentricidad en la que se aplica la carga. Este coeficiente se obtiene del diagrama de interacción correspondiente.

7) De manera análoga se calcula P_{RY} , utilizando los valores $\frac{d}{b}$, $\frac{e_y}{b}$ y q , para obtener K_Y , y

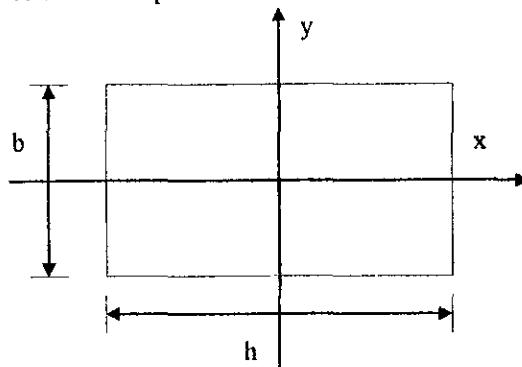
$$P_{RY} = F_R K_Y b h f^n c$$

Donde:

P_{RY} es la carga axial resistente considerando que se aplica con excentricidad en y.

K_Y es un coeficiente de proporcionalidad que toma en cuenta la excentricidad en la que se aplica la carga. Este coeficiente se obtiene del diagrama de interacción correspondiente.

Tanto $\frac{d}{h}$ como $\frac{d}{b}$ se calculan a partir de las dimensiones medidas paralelamente al momento, es decir:



Siendo:

$$\frac{d}{h} = \frac{h-r}{h} \quad y \quad \frac{d}{b} = \frac{b-r}{b}$$

8) Se calcula P_R utilizando la fórmula de Bresler.

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} + \frac{1}{P_{R0}}}$$

9) Si $P_R > P_U$ el diseño es adecuado, en caso contrario ($P_R < P_U$) se aumenta el valor de ρ .

Si al aumentar ρ resulta mayor de ρ_{max} , se deberá aumentar la sección resistente.

Diseño por cortante en columnas.

Las NCT-93 estipulan que los miembros sujetos a flexocompresión (como las columnas) en los que P_U no exceda de

$$0.7 f' c A_g + 2000 A_s$$

Donde:

A_g es el área de la sección bruta

La fuerza cortante que forma el concreto V_{CR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecuaciones vistas en el diseño por cortante de vigas por $1 + 0.007 \frac{P_U}{A_g}$

Si P_U es mayor, se variará V_{CR} en función de P_U hasta cero, para:

$$P_{U1} = A_g f' c + A_s f_y$$

En miembros sujetos a flexotensión, las ecuaciones para valorar V_{CR} serán multiplicadas por:

$$1 - 0.03 \frac{P_U}{A_g}$$

Dado que las ecuaciones de V_{RC} utiliza el valor de ρ , se propone que ρ sea valuado con el área de las varillas más próximas a la cara de tensión o compresión mínimas en secciones rectangulares, y en secciones circularés se tomará $0.33 A_s$, sustituyendo en la ecuación a bd por A_c .

Procedimiento

- 1) Calcular V_{CR} tomando en cuenta lo escrito en los párrafos anteriores
- 2) Comparar V_{CR} vs V_{ud}

si $V_{CR} \geq V_{ud} \Rightarrow$ Se colocan estribos cerrados a una distancia S igual.

$$S \text{ es la menor de: } \begin{cases} 48\phi_v \\ b/2 \\ \frac{850\phi_{vl}}{\sqrt{f_y}} \end{cases}$$

Siendo: ϕ_v el diámetro de la varilla de estribo y ϕ_{vl} el de la varilla longitudinal.

si $V_{CR} < V_{ud}$ se calcula la separación S de igual manera que las vigas.

S debe ser menor que las restricciones anteriores y que $\frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$

Cuando se utilicen estribos o zunchos, éstos deben cumplir con las especificaciones del reglamento.

3) La distancia s calculada se reducirá a la mitad cuando la columna se aproxime a zonas de intersección, como lo especifican las NTC-93.

4.1.3. Diseño de losas macizas.

Las losas se diseñan basándose en la suposición de una viga de ancho unitario, cuando trabajan en dos direcciones, se diseñan con base en la tabla de coeficientes mostrado a continuación.

Coefficientes de momentos para tableros rectangulares, franjas centrales

Para las franjas multiplíquense los coeficientes por 0.60

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$															
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0			
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
Interior todos los bordes continua	Neg. en bordes interiores	corto	990	1010	533	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292		
		largo	536	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	283	292		
	positivo	corto	630	663	112	122	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130		
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130		
De borde Un lado continuo	Neg. en bordes interiores	corto	990	1010	568	594	506	533	478	478	403	431	357	388	315	345		
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	328	344	297	311		
	positivo	corto	326	0	250	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0		
		largo	630	668	120	156	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144		
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	563	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311		
		largo	587	687	465	545	442	513	413	470	379	426	347	384	315	346		
	positivo	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0		
		largo	751	912	334	365	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135		
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364		
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364		
	positivo	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0		
		largo	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153		
Aislada cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0		
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0		
	positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1190	720	1190	840	1070	570	950	500	830		
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830		

Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.
 Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.
 Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} wa_1^2$ dan momentos por unidad de ancho.
 Para el caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

El acero se colocará en dos direcciones, pero cuando se trata de un tablero alargado o que trabaja en una dirección, se diseña como una viga de ancho unitario apoyada en sus extremos en sentido del claro corto; y en el sentido del claro largo se colocará el acero mínimo.

Procedimiento de diseño para losas macizas en dos direcciones.

- 1) Se obtienen las longitudes de los claros del tablero, siendo a_1 el claro corto y a_2 el claro largo.
- 2) Se determina la relación, para ello es conveniente tomar una tabla para vaciar los datos:

Tablero	Coefficientes de Momentos	Claro	Factor	Momento calculado
---------	---------------------------	-------	--------	-------------------

3) Calculados los factores, se determina el momento multiplicando cada uno por el factor $10^{-4} wa_1^2$, siendo w la carga vertical máxima afectada por el factor de carga correspondiente.

- 4) Si los momentos adyacentes de dos tableros son distintos, se distribuirá dos tercios de la diferencia si los tableros son monolíticos; y el total si no lo son.
- 5) Con los momentos, se determina el acero requerido $A_{s_{req}}$ por unidad de ancho, calculado a partir de lo comentado en el diseño de vigas (simplemente armadas).
- 6) El acero mínimo estará determinado con respecto a las NTC-93 para diseño y construcción de estructuras de concreto, en su sección 3.10, aplicando la expresión.

$$A_{s_{min}} = \frac{66000h}{f_y(h + 100)}$$

donde h es el peralte de la losa

El acero máximo estará dado por el mencionado en vigas, aunque comúnmente las losas estarán subreforzadas.

- 7) El espaciamiento entre las varillas no debe de ser mayor de:

$$s \text{ es la menor de } \begin{cases} 3.5h \\ 50cm \end{cases}$$

Cabe mencionar que el espaciamiento requerido se obtiene de la expresión:

$$s_{req} = \frac{a_v \times 100}{A_{s_{req}}}, \text{ donde } a_v \text{ es el área de la varilla elegida.}$$

4.2 Presfuerzo y transferencia de presfuerzo.

GENERALIDADES.

El presfuerzo puede definirse en términos generales como el precargado de una estructura, antes de la aplicación de las cargas de diseño requeridas, hecho en forma tal que mejore su comportamiento general. Aunque los principios y las técnicas del presfuerzo se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño estructural.

En esencia, el concreto es un material que trabaja a compresión; su resistencia a la tensión es mucho más baja que a la compresión, y en muchos casos al diseñar, se deja fuera de consideración. Por tanto, el presfuerzo del concreto implica naturalmente la aplicación de una carga compresiva, previa a la aplicación de las cargas anticipadas del diseño, en forma tal que se reduzcan o eliminen los esfuerzos de tensión que de otra forma ocurrirían.

A medida que se ha desarrollado el conocimiento de esta forma de construcción, su diseño permite que haya esfuerzos de tensión en el concreto y hasta cierto agrietamiento limitado, haciendo variar la magnitud del presfuerzo compresivo al grado deseado de número y el ancho de las grietas.

Desde el punto de vista de las condiciones de servicio, el presforzado parcial presenta una mejora sustancial, no solo en la construcción convencional de concreto armado, sino también en la forma original del presforzado completo, el cual, si bien eliminaba el agrietamiento bajo las cargas de servicio, producía a menudo una comba hacia arriba y causaba problemas.

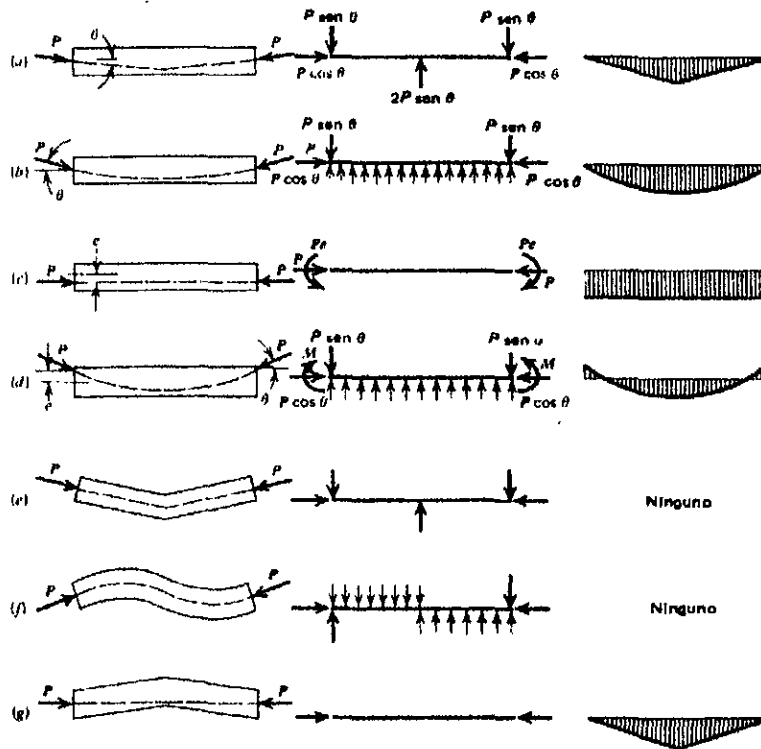
La deflexión en vigas ordinarias de concreto armado está ligada directamente a los esfuerzos. Si se permitieran esfuerzos muy grandes las deformaciones acompañantes, también grandes, que ocurrirían en el concreto y en el acero producirían inevitablemente grandes rotaciones de las secciones transversales a lo largo del miembro, las cuales se traducirían directamente a grandes deflexiones. Predeformado el refuerzo de alta resistencia a la tensión de las vigas presforzadas, se evitan las grandes rotaciones y deflexiones que ocurrirían en otras condiciones.

En consecuencia, no es solo por la mejora del comportamiento bajo la carga de servicio o por el control del agrietamiento y la deflexión, por lo que el concreto presforzado es conveniente, sino también porque permite la utilización de materiales eficaces de alta resistencia. y además pueden usarse miembros de menores dimensiones y más ligeros.

Cargas equivalentes.

El efecto de un cambio en el alineamiento vertical de un tendón de presfuerzo es producir una fuerza transversal vertical en el miembro de concreto. Esa fuerza junto con las fuerzas de presfuerzo que obran en los extremos del miembro a través de los anclajes de los tendones, pueden considerarse como un sistema de fuerzas externas al estudiar el efecto del presfuerzo.

A continuación se muestra esquemáticamente diversas colocaciones de tendones, las cuales producen fuerzas y cargas equivalentes producidos por el tendón.



Una ventaja del concepto de carga equivalente es, que conduce al diseñador a seleccionar el perfil del tendón para cualquier configuración de carga dada.

Conviene enfatizar que todos los sistemas mostrados en la figura anterior son de autoequilibrio, y que la aplicación de las fuerzas del presfuerzo no producen reacciones externas.

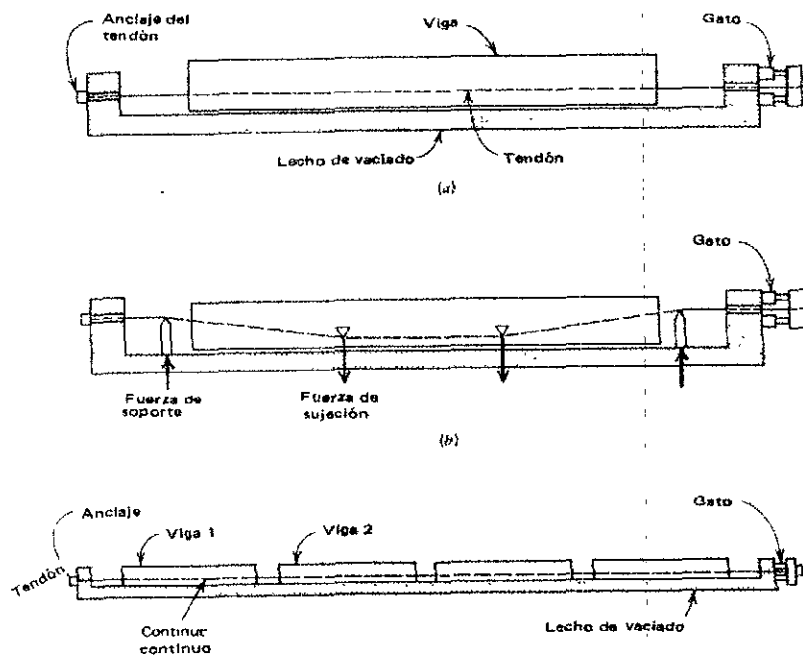
Métodos del presfuerzo.

Regularmente los miembros de concreto presfuerzo pueden considerarse dentro de una de dos categorías: *pretensado* y *postensado*

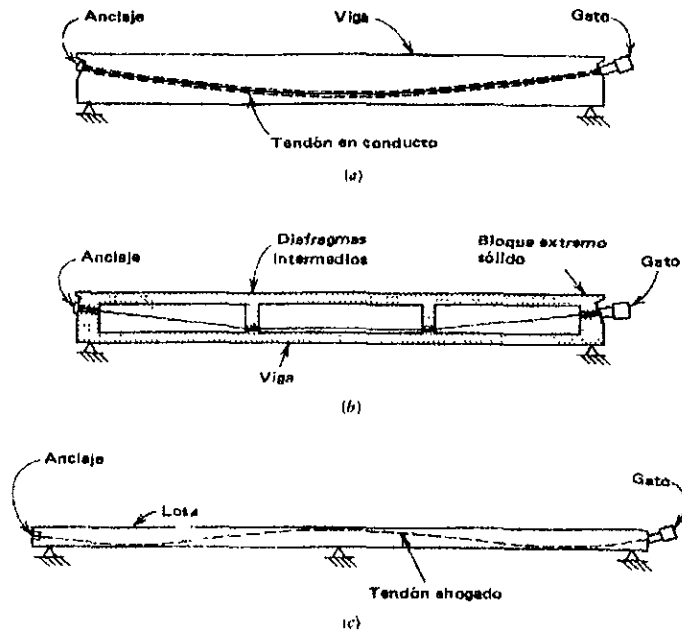
Los pretensados se producen retirando o tensando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el concreto; al endurecerse el concreto fresco, se adhiere al acero. Cuando el concreto alcanza la resistencia requerida, se retira la fuerza presfuerzo aplicada por gatos, y esa misma fuerza es transmitida por adherencia, del acero al concreto.

En el caso de los miembros de concreto presfuerzo postensado, se esfuerzan los tendones después de que a endurecido el concreto y que se ha alcanzado suficiente resistencia, aplicando la acción de los gatos contra el miembro de concreto mismo.

A continuación se muestra una figura donde se ilustra los métodos de pretensado



Quando se hace el presfuerzo por postensado, generalmente se colocan en los moldes o formas de la viga, conductos huecos que contienen a los tendones no esfuorzados, y que siguen el perfil deseado antes de vaciar el concreto, como se muestra en la siguiente figura.



TRANSFERENCIA Y PÉRDIDA DEL PRESFUERZO.

La transferencia de presfuerzo está íntimamente ligada con las pérdidas del mismo, la estimación de las pérdidas está basada en la suma de la valuación de los siguientes factores:

Deslizamiento del anclaje.

En los miembros postensados, cuando se libera la fuerza del gato, la tensión del acero se transfiere al concreto mediante anclajes. Existe inevitablemente una cantidad de deslizamiento en los anclajes después de la transferencia, a medida en que las cuñas se acomodan dentro de los tendones, o a medida en que se deforma el dispositivo de anclaje. Una situación similar se produce en el pretensado, cuando la fuerza pretensadora se transfiere de los gatos a los anclajes permanentes de la cama de colado a través de las calzas alrededor de los cables.

En cualquier caso, la pérdida por desplazamiento en los anclajes se puede compensar mediante un sobrefuerzo, siempre que se conozca su magnitud. Ésta dependerá del sistema particular que se use en el presfuerzo o en el dispositivo de anclaje.

Acortamiento elástico del concreto.

Cuando la fuerza pretensora se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto a medida en que éste se comprime.

En miembros pretensados, el cambio en la deformación del acero es el mismo que el de la deformación de compresión del concreto al nivel del centroide del acero, pudiéndose de acuerdo con esto calcular las pérdidas.

Para miembros postensados en los cuales se tensan al mismo tiempo todos los torones, la deformación elástica del concreto ocurre cuando se aplica la fuerza en el gato, y existe una compensación automática para

las pérdidas por acortamiento elástico, las cuales por tanto no necesitan calcularse; no será este el caso si los diversos tendones se tensionan consecutivamente.

Pérdidas debidas a la fricción.

En los miembros postensados, por lo general los tendones se anclan en un extremo y se estiran en el otro; a medida en que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante, con el resultado de que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato. La pérdida total por fricción es la suma de la fricción por deformación no intencional del ducto, y la fricción debida a la curvatura intencional del tendón. Estos efectos se considerarán separadamente primero y luego en forma combinada.

Flujo plástico del concreto.

El concreto sujeto a una fuerza sostenida de compresión, primero se deformará elásticamente y después continuará deformándose durante un periodo adicional de tiempo, a esto se le conoce como flujo plástico del concreto.

En los miembros presforzados, la fuerza de compresión que produce el flujo plástico del concreto no es constante, sino que disminuye con el paso del tiempo, debido al relajamiento del acero y a la contracción del concreto, así como también debido a los cambios en longitud asociados con el flujo plástico en sí mismo.

El esfuerzo en el concreto, en el cual se basan los cálculos de las pérdidas por flujo plástico, es aquel correspondiente al nivel del centroide del acero, cuando se encuentran actuando la fuerza pretensora excéntrica más todas las cargas sostenidas.

Contracción del concreto.

La contracción por secado del concreto provoca una reducción en la deformación del acero del presfuerzo igual a la deformación por contracción del concreto. La reducción de esfuerzos resultante en el acero constituye una componente importante de la pérdida del presfuerzo para todos los tipos de vigas de concreto presforzado.

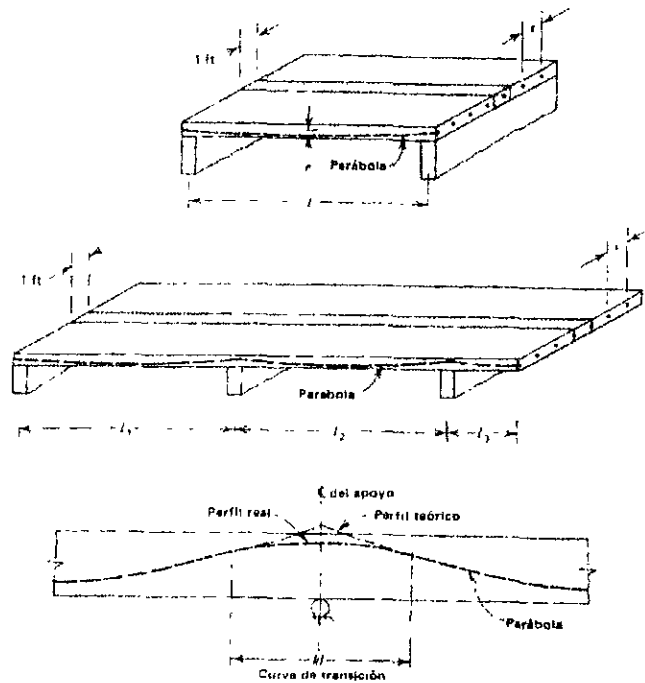
Las deformaciones últimas del concreto resultantes de la contracción por secado pueden estar más o menos dentro del rango 500×10^{-6} a 1000×10^{-6} . Sólo se necesita considerar la parte de la contracción que ocurre después de la transferencia de la fuerza de presfuerzo al miembro.

Relajamiento del acero.

Los tendones de presfuerzo se mantienen esforzados esencialmente con longitud constante durante la vida útil del miembro, a pesar de que existe alguna reducción de longitud debido al flujo plástico y a la contracción del concreto. Existirá una reducción gradual del esfuerzo en el acero; bajo estas condiciones debido al relajamiento, aún cuando la longitud se mantenga casi constante; la magnitud del relajamiento depende de la intensidad del esfuerzo en el acero.

4.2.1 Diseño de losas postensadas en una dirección

En las losas armadas en una dirección, la principal acción estructural está en dirección perpendicular a los apoyos, según el caso de una losa de un solo claro. Usualmente se emplean cables trenzados no adheribles o tendones de alambres múltiples no adheridos como se muestra en la figura:



El diseño de este tipo de losas se basa en dos conceptos fundamentales: balanceo de cargas y carga equivalente. El balanceo de cargas es suponer que actuarán parcialmente las cargas verticales con el supuesto de que serán permanentes, y con base en el concepto de carga equivalente se propone una configuración vertical del tendón y se calcula la fuerza pretensadora para contrarrestar en su totalidad el efecto de las cargas actuantes. Por ejemplo, si la losa estuviera simplemente apoyada en sus extremos y sobre ésta actuaran cargas uniformemente repartidas, el momento producido será parabólico (cero en los extremos y máximo al centro); entonces, el balanceo de carga será colocando tendones de presfuerzo con una configuración parabólica, obteniendo una carga equivalente igual y de sentido contrario de las cargas actuantes.

Cabe señalar que no es conveniente balancear toda la carga actuante (máxima), ya que ésta es de carácter probabilístico, por lo que se deja al diseñador escoger la porción de carga a balancear suponiendo que será la que se presente con más frecuencia.

Procedimiento de diseño de losa postensada en una dirección utilizando el método de balanceo de cargas.

A continuación se establece un procedimiento para el diseño de una losa postensada, simplemente apoyada y bajo cargas verticales.

Procedimiento:

1. Se obtienen las propiedades geométricas de la sección de un metro de ancho, tales como: el área total, el centroide, el momento de inercia y los módulos de sección superior e inferior.
2. Se establecen las propiedades de los materiales y las cargas a las que estará sometida la losa: f'_c , f'_ci , f_{pu} , w_{CM} , w_{pp} , w_{CV} y w_{bal} . La carga w_{bal} será determinada por el diseñador considerando el 100% del peso propio más un porcentaje de la sobrecarga muerta y de la carga viva, o en su caso las cargas que se consideren más factibles.
3. Con base en las cargas aplicadas, se proponen la configuración de los tendones tomando en cuenta el concepto de carga equivalente.
4. Se determina la fuerza pretensora efectiva con la siguiente expresión.

$$P_e = \frac{w_{bal} l^2}{8y}$$

Donde:

P_e - es la fuerza pretensora que será producida por los tendones cuando ya se hayan dado todas las pérdidas.

w_{bal} - es la carga por unidad de longitud a balancear.

l - es la longitud entre los apoyos.

y - es la excentricidad máxima a la que estará colocado el tendón con respecto a su centroide.

5 Se obtiene la fuerza presfuerzo inicial.

$$P_i = \frac{P_e}{R}$$

Siendo:

P_i - es la fuerza de presfuerzo inicial antes de que ocurran las pérdidas por presfuerzo.

R - es el coeficiente que relaciona las pérdidas, es decir, el restante del porcentaje total. Este coeficiente se calcula como $1 - l$, donde l es el porcentaje de pérdidas en decimales.

6. Se calcula el esfuerzo provocado por la carga balanceada.

$$f_{bal} = \frac{P_e}{A_T}$$

Donde

A_T - es el área transversal de la losa

7 Se calcula el esfuerzo provocado por la remoción de la carga viva no balanceada, para ello, primero se determina el momento no balanceado y después se aplica la fórmula de la escuadría.

$$M_{sin\ balancear} = \frac{wl^2}{8}$$

Donde:

$w = k_b w_{CV}$, siendo k_b el factor de balanceo manejado.

$$f_{sin\ balancear\ superior} = \frac{M}{S_{Sup}}$$

$$f_{sin\ balancear\ inferior} = \frac{M}{S_{Inf}}$$

Estos esfuerzos son sólo debidos a la remoción de la carga viva no balanceada, por lo que se tienen que calcular los esfuerzos totales en la sección de la siguiente forma:

$$f_{Sup} = -f_{bal} + f_{sin\ balancear\ superior}$$

$$f_{inf} = -f_{bal} - f_{sin\ balancear\ inferior}$$

El signo negativo significa que es un esfuerzo en compresión y el signo positivo será en tensión.

8. Procediendo de forma similar, se obtienen los esfuerzos utilizando la porción de la carga viva y muerta no balanceada.

$$M = \frac{wl^2}{8}$$

Donde.

$w = k_b (\sum w_{no\ balanceados})$, siendo k_b el factor de balanceo manejado.

$$f_{Sup\ NBT} = \frac{M}{S_{Sup}}$$

$$f_{Inf\ NBT} = \frac{M}{S_{Inf}}$$

Denotando a NBT como las cargas no balanceadas totales.

Posteriormente se calculan los esfuerzos totales.

$$f_{Sup\ total\ NBT} = -f_{bal} - f_{Sup\ NBT}$$

$$f_{Inf\ total\ NBT} = -f_{bal} + f_{Inf\ NBT}$$

9. Calculando ahora los esfuerzos provocados sólo por el peso propio y el presfuerzo inicial.

$$M_0 = \frac{w_{p.p.} l^2}{8}$$

$$f_{0Sup} = \frac{M}{S_{Sup}}$$

$$f_{0Inf} = \frac{M}{S_{Inf}}$$

En este caso, se debe calcular el esfuerzo de compresión ocasionado por el presfuerzo inicial, suponiendo que éste actúa en el centroide de la sección, calculándolo con la siguiente expresión.

$$f_{compresión} = \frac{P_i}{A_T}$$

Calculando el esfuerzo inicial superior e inferior.

$$f_{\text{momento presfuerzo inicial superior}} = \frac{P_i \times e}{S_{\text{Sup}}}$$

$$f_{\text{momento presfuerzo inicial inferior}} = \frac{P_i \times e}{S_{\text{Inf}}}$$

Finalmente se determinan los esfuerzos totales en la sección.

$$f_{\text{total superior}} = f_{\text{MomPiSup}} - f_{\text{compresionPi}} - f_{0\text{Sup}}$$

$$f_{\text{total inferior}} = -f_{\text{MomPiInf}} - f_{\text{compresionPi}} + f_{0\text{Inf}}$$

- 10 Los esfuerzos anteriormente calculados deben de ser comparados con los permisibles que a continuación se listan.

f_{ci} = esfuerzos de compresión permisible inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo.

f_{ti} = esfuerzos de tensión permisible inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo.

f_{cs} = esfuerzos de compresión permisible bajo carga de servicio después de todas las pérdidas del presfuerzo.

f_{ts} = esfuerzos de tensión permisible bajo carga de servicio después de todas las pérdidas del presfuerzo.

$$f_{ci} = 0.6 f' c_i$$

$$f_{ti} = 3\sqrt{f' c_i} \text{ miembros continuos o } 6\sqrt{f' c_i} \text{ simplemente apoyada}$$

$$f_{cs} = 0.45 f' c$$

$$f_{ts} = 6\sqrt{f' c} \text{ miembros continuos o } 12\sqrt{f' c} \text{ simplemente apoyada}$$

Estos esfuerzos se comparan con sus correspondientes bajo el presfuerzo inicial y el presfuerzo efectivo; si los esfuerzos actuantes son mayores que los permisibles tendríamos las siguientes opciones:

- Aumentar la resistencia del concreto.
- Reducir las cargas actuantes por diferentes métodos (aligeramiento de losa, rellenos más ligeros, etc.).
- Cambiar la geometría de la sección transversal en la losa, etc.

11. Se propone el tipo de torones a colocar observando sus propiedades físicas, o sea, se determina el $f_{p\text{máx}}$ con base en la expresión $0.7f_{pu}$. Posteriormente se calcula el área de acero de presfuerzo tentativa por medio de la siguiente ecuación:

$$A_s_p = \frac{P_i}{f_{p\text{max}}}$$

12. Aproximando a un número entero de torones, se determina el esfuerzo de presfuerzo inicial utilizando el área real; además se determina el esfuerzo de presfuerzo efectivo.

$$f_{P1} = \frac{P_1}{A_{s_{p \text{ real}}}}$$

$$f_{Pe} = \frac{P_e}{A_{s_{p \text{ real}}}}$$

- 13 Calculando los esfuerzos del acero en la falla, con la relación aproximada del ACI:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0.5 \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right)$$

Donde.

$$\rho_p = \frac{A_{s_{p \text{ real}}}}{A_c}$$

El resultado de la ecuación anterior debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$f_{ps} < f_{py} \text{ ó } f_{ps} + 4200, \text{ (en kg/cm}^2\text{)}$$

- 14 Se determina la profundidad del bloque de compresiones, que para secciones rectangulares es:

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{0.85 f'_c b}$$

15. Con los datos anteriores se puede calcular el momento nominal que tiene la losa con la siguiente expresión:

$$M_n = A_p f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

16. Posteriormente se obtiene el momento resistente, el cual será la multiplicación del momento nominal por el factor de reducción, como se muestra a continuación:

$$\phi M_n = 0.9 M_n$$

17. Calculamos el momento debido a todas las cargas actuantes en la losa como la suma de los momentos individuales, afectados por sus factores de carga, es decir:

$$M_{CM} = \frac{w_{CM} l^2}{8}$$

$$M_{p.p.} = \frac{w_{p.p.} l^2}{8}$$

$$M_{CV} = \frac{w_{CV} l^2}{8}$$

Recordando que los factores de carga utilizados en el ACI 318-93 son 1.4 para carga muerta y 1.7 para carga viva bajo análisis vertical, se llega a que el momento último, teniendo que:

$$M_U = 1.4(M_{CM} + M_{p.p.}) + 1.7(M_{CV})$$

18 Finalmente nos resta comparar el momento resistente contra el momento último verificando la siguiente desigualdad.

$$M_R > M_U$$

En caso de que no se llegara a cumplir, lo más recomendable es agregar acero de refuerzo para equilibrar el momento no cubierto por el presfuerzo.

4.3 Diseño de elementos y presfuerzo “Retorno Julieta”

Aplicando los procedimientos de diseño para las traves y columnas, con base en la normatividad del reglamento, se muestran el diseño de una trabe y una columna del proyecto que se está estudiando. Además, se realiza el diseño de un tablero de losa postensada en una dirección, aplicando los criterios del reglamento ACI 318-93, dado que no existen los suficientes lineamientos en el RCDF-96 para poder realizar tal

4.3.1. Diseño de una trabe de concreto reforzado del proyecto “Retorno Julieta”, según NTC-93.

Para ejemplificar el procedimiento descrito en el diseño de traves de concreto, mencionado con anterioridad, se escogió la trabe que esta localizada en el nivel 0.00, eje V entre ejes 18-25 del plano estructural E-06 mostrado en el capítulo anterior, aunque en los resultados del análisis estructural se encuentra en el piso 4, eje C entre ejes 8-10, mostrados en el final del capítulo.

La trabe es de sección rectangular de 30cm de ancho y 50cm de alto, armada longitudinalmente y transversalmente con acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y un concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Lo que se hará a continuación es el diseño de la trabe con base en los elementos mecánicos obtenidos en el análisis y comparar nuestro diseño contra el mostrado en los planos estructurales.

Procedimiento de diseño.

a) *Por tanteos:*

1) Suponemos un valor de $c = 25\text{cm}$.

2) $a = 0.8c = 20\text{cm}$.

3) Determinamos $\epsilon_s = \frac{0.003(47 - 25)}{25} = 0.00264$

4) Como $\epsilon_s > \epsilon_y$ se tiene que $f_s = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

5) $f''_c = 0.85 f'_c$ ya que $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

$$f^*c = 0.8 f_c = 200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f''c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 20 \times 30 \times 170 = 102000 \text{ kg}.$$

$$6) A_s = \frac{C}{f_s} = \frac{102000}{4200} = 24.29 \text{ cm}^2$$

$$7) M_R = F_R T \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9(102000) \left(47 - \frac{20}{2} \right) = 3396600 \text{ kg} - \text{cm}$$

8) De los resultados del análisis estructural mostrados al final del capítulo obtenemos que

$$M_U = + 10.57 \text{ ton-m (momento positivo) y } M_U = - 9.39 \text{ ton-m (momento negativo).}$$

Para los dos momentos $M_R \gg M_U$, por lo tanto es adecuado, aunque un poco sobrado.

Para reducir la cantidad de acero necesaria, se propone un valor de c menor al propuesto y se repite el procedimiento.

1) Suponemos un valor de $c = 8 \text{ cm}$.

2) $a = 0.8c = 6.4 \text{ cm}$.

$$3) \text{ Determinamos } \varepsilon_s = \frac{0.003(47 - 8)}{8} = 0.0146$$

4) Como $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ se tiene que $f_s = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

$$5) C = abf''c = 64 \times 30 \times 170 = 32640 \text{ kg}.$$

$$6) A_s = \frac{C}{f_s} = \frac{32640}{4200} = 7.77 \text{ cm}^2$$

$$7) M_R = F_R T \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9(32640) \left(47 - \frac{6.4}{2} \right) = 1286668 \text{ kg} - \text{cm}$$

8) Como $M_R > M_U$ por lo tanto es adecuado.

$$9) A_{s_{\min}} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} bd = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} (30)(47) = 3.72 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{f''c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{170}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.019$$

$$A_{s_{\max}} = 0.75\rho_b bd = 0.75(0.019)(30)(47) = 20.14 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto $A_{s_{\min}} < A_s < A_{s_{\max}}$.

b) Aplicando la fórmula de acero requerido.

$$A_{s_{req}} = \frac{b d f'' c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_U}{F_R b d^2 f'' c}} \right)$$

Dado la sencillez de la aplicación de este método, calcularemos el acero requerido para los momentos negativos en los extremos y el momento positivo al centro de la trabe.

En el extremo, eje 18.

$$M_U = - 7.41 \text{ ton-m}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{30(47)(170)}{4200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(7.41 \times 10^5)}{0.9(30)(47)^2(170)}} \right) = 4.33 \text{ cm}^2$$

En el extremo, eje 25.

$$M_U = - 9.39 \text{ ton-m}$$

$$A_{s_{req}} = 5.56 \text{ cm}^2$$

En el centro.

$$M_U = 10.57 \text{ ton-m.}$$

$$A_{s_{req}} = 6.30 \text{ cm}^2.$$

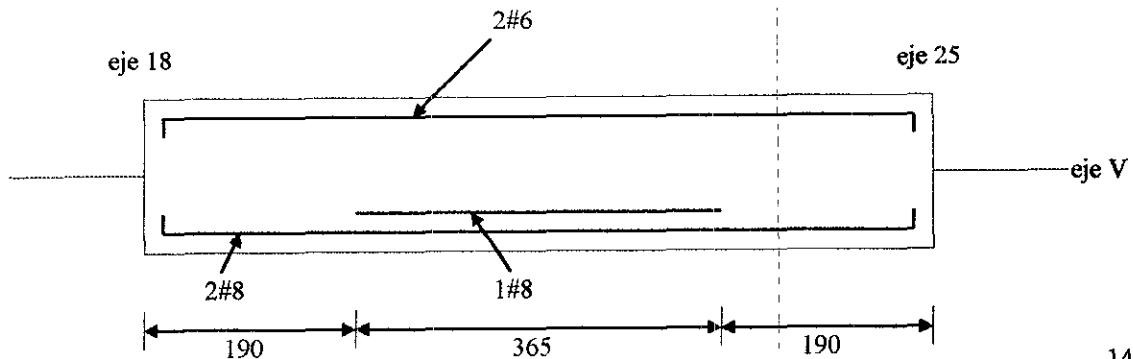
Como se observa, el acero obtenido con los momentos M_U es mayor al mínimo y menor al máximo, por lo tanto, se cumple con la desigualdad:

$$A_{s_{min}} < A_{s_{req}} < A_{s_{max}}$$

Como observación podemos decir que el procedimiento por tanteos es muy didáctico, pero se necesitan varios tanteos para lograr un diseño de acero por flexión óptimo, ya que debemos tomar en cuenta que las trabes deben fallar antes que las columnas, como se recomendó en este trabajo. Por lo anterior se compararon los resultados que arrojó la fórmula de acero requerido dado que es menos sobrado que por el método de tanteos.

Como siguiente paso, se comparará el acero requerido contra el acero colocado en la trabe.

El arreglo de acero longitudinal en la trabe construida esquematiza a continuación.



El acero en el extremo, eje 18 se calculó $A_{s_{req}} = 4.33\text{cm}^2$ y el colocado es de $A_s = 2\#6 \text{ o } 2(2.87) = 5.74\text{cm}^2$; es decir

$$A_{s_{colocado}} > A_{s_{req}} \text{ por lo tanto es adecuado.}$$

En el extremo, eje 25, se obtuvo en $A_{s_{req}} = 5.56\text{cm}^2$ y el colocado es $A_s = 5.74\text{cm}^2$, teniendo

$$A_{s_{colocado}} > A_{s_{req}} \text{ por lo tanto es adecuado.}$$

Finalmente, el acero requerido al centro de la trabe fue $A_{s_{req}} = 6.30\text{cm}^2$ y el colocado es $A_s = 3\#8 = 3(5.07) = 15.20\text{cm}^2$, teniendo

$$A_{s_{colocado}} > A_{s_{req}} \text{ por lo tanto es adecuado.}$$

Diseño por cortante.

En el diseño por cortante se determinan los estribos y el espaciamiento que debe ser colocados; enseguida se diseña la trabe en cuestión:

1) Se determina V_{ud} ; este valor es obtenido del análisis estructural y es: $V_{ud} = 11.19\text{ton}$.

2) $f^*c = 0.8(250) = 200\text{kg/cm}^2$

$$2F_Rbd\sqrt{f^*c} = 2(0.8)(30)(47)\sqrt{200} = 31904\text{kg} = 31.9\text{ton}$$

por lo tanto $V_{ud} < 2F_Rbd\sqrt{f^*c}$

$$3) \rho = \frac{A_{s_l}}{bd} = \frac{5.74}{(30)(47)} = 0.0041$$

Cabe destacar que A_{s_l} es el acero longitudinal colocado a Tensión en la sección analizada.

Como $\rho < 0.01$

$$V_{CR} = F_Rbd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f^*c} = 0.8(30)(47)[0.2 + 30(0.0041)]\sqrt{200} = 5152\text{kg} = 5.15\text{ton}$$

4) Como $V_{ud} > V_{CR}$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d (\sin\theta + \cos\theta)}{V_{ud} - V_{CR}}; \text{ utilizando un estribo vertical del \#3 con dos ramas, tendremos:}$$

$$A_{s_v} = 0.71(2) = 1.42\text{cm}^2$$

$$S = \frac{0.8(1.42)(4200)(47)(1)}{11190 - 5152} = 37.14\text{cm}$$

$$\text{Pero } S < \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} = \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5(30)} = 45.44\text{cm}$$

Calculando:

$$1.5F_Rbd\sqrt{f^*c} = \frac{31904}{2}(1.5) = 23928kg$$

Como $V_{ud} < 1.5F_Rbd\sqrt{f^*c}$, tenemos que:

$$s < 0.5d \quad d = 47cm \Rightarrow s = \frac{47}{2} = 23.5cm$$

5) Finalmente S se reduce a un valor múltiplo de 5, por lo tanto, $s = 20cm$.

Comprobando el armado transversal de los planos estructurales observamos que el espaciamiento entre estribos del # 3 es de 20cm, con lo cual concluimos que *la trabe está bien diseñada por cortante y anteriormente por flexión*.

4.3.2. Diseño de una columna de concreto reforzado del proyecto "Retorno Julieta", según NTC-93.

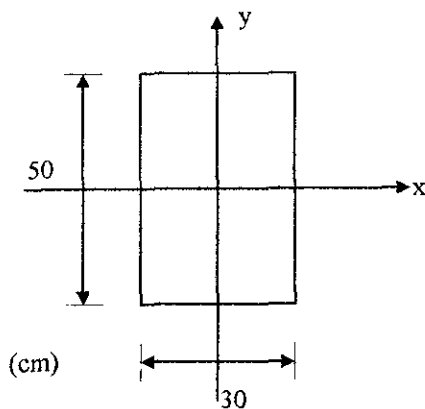
Para el ejemplo de diseño de una columna, se escogió la ubicada en el cruce de los ejes C y 8, al nivel superior. Para poder diseñar o revisar cualquier columna, se deben conocer los valores de los momentos en las dos direcciones y la carga axial que sobre ella actúa.

Considerando el procedimiento descrito en el subcapítulo 4 1, se ejemplificará el diseño de la columna con base en los valores de elementos mecánicos últimos del análisis. Tenemos la ventaja de que el programa utilizado para el análisis y diseño de la edificación en cuestión proporciona un listado de los resultados de las combinaciones críticas en las columnas, afectados ya por los factores de carga y los de esbeltez mencionados en el reglamento, por lo que se escogió el grupo de valores más desfavorables.

Diseño por flexocompresión biaxial según NTC-93.

A continuación se diseñará la columna:

1)



$$P_U = 20.05 \text{ ton}$$

$$M_{uy} = 20.17 \text{ ton-m}$$

$$M_{ux} = 1.96 \text{ ton-m}$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_U} = \frac{20.17}{20.05} = 1.01m$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_U} = \frac{1.96}{20.05} = 0.10m$$

2) Suponemos $r = 5cm$

Como

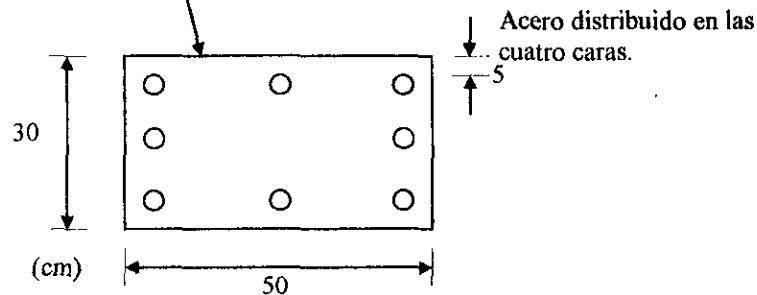
$$\rho_{min} = \frac{20}{f_y} = \frac{20}{4200} = 0.005 \text{ y } \rho_{max} = 0.06$$

Adoptamos el valor de

$$\rho = 0.015$$

$$3) \text{ Como } \rho = \frac{A_s}{bh} \Rightarrow A_s = \rho bh = 0.015(30)(50) = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$8\#6 \Rightarrow 22.96 \text{ cm}^2 \approx 22.5 \text{ cm}^2$$



$$4) q = \rho \frac{f_y}{f''c} = 0.015 \frac{4200}{170} = 0.37$$

5) $P_{R0} = F_R (f''cAc + A_s f_y)$, suponemos que falla en compresión y aceptamos que $F_R = 0.7$.

$$P_{R0} = 0.7(170 \times 30 \times 50 + 22.96 \times 4200) = 246000 \text{ kg} = 246 \text{ ton}$$

6) Se calcula P_{Rx}

Como

$\frac{d}{h} = \frac{30 - 5}{30} = 0.83 \approx 0.85$, se utiliza el diagrama de interacción de la figura 11 (Diagramas de interacción generados por el Instituto de Ingeniería).

$$e_x = 0.1 \text{ m} \Rightarrow \frac{e}{h} = \frac{10}{30} = 0.33; q = 0.37, \text{ con estos dos valores, se tiene } K_x = 0.57$$

$$P_{Rx} = F_R K_x b h f''c = 0.7(0.57)(30)(50)(170) = 101745 \text{ kg}$$

7) $\frac{d}{h} = \frac{50 - 5}{50} = 0.9 \Rightarrow$ se utiliza el diagrama de interacción de la figura 10.

$$e_y = \frac{101}{50} = 2.02 \text{ y } q = 0.37 \Rightarrow K_y = 0.1$$

$$P_{Ry} = F_R K_y b h f'' c = 0.7(0.1)(30)(50)(170) = 17850 \text{ kg} = 17.85 \text{ ton}$$

8) Aplicando la fórmula de Bresler.

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}} = \frac{1}{\frac{1}{101.75} + \frac{1}{17.85} - \frac{1}{246}} = 16.19 \text{ ton}$$

9) Se observa que $P_R = 16.19 \text{ ton} < P_U = 20.05 \text{ ton}$ por lo tanto se aumenta ρ .

Aumentando ρ se repite el procedimiento.

1) Suponiendo $\rho = 0.022$

$$P_U = 20.05 \text{ ton}$$

$$M_{uy} = 20.17 \text{ ton-m}$$

$$M_{ux} = 1.96 \text{ ton-m}$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_U} = \frac{20.17}{20.05} = 1.01 \text{ m}$$

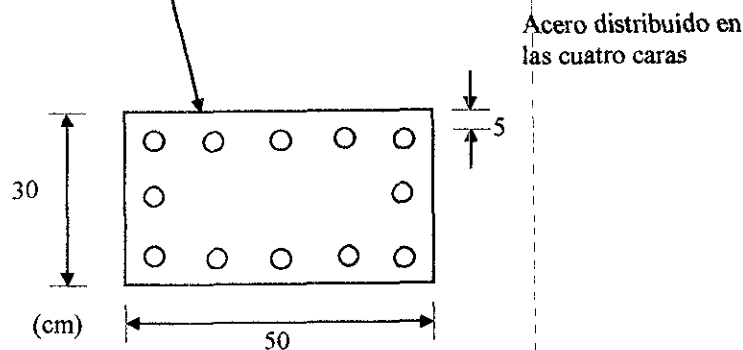
$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_U} = \frac{1.96}{20.05} = 0.10 \text{ m}$$

2) Suponemos $r = 5 \text{ cm}$.

$$\rho = \frac{34.44}{30 \times 50} = 0.023$$

3) Como $\rho = \frac{A_s}{bh} \Rightarrow A_s = \rho bh = 0.023(30)(50) = 33 \text{ cm}^2$

$$12\#6 \Rightarrow 34.44 \text{ cm}^2$$



$$4) q = \rho \frac{fy}{f''c} = 0.023 \frac{4200}{170} = 0.57$$

5) $P_{R0} = F_R (f''cAc + Asfy)$, suponemos que falla en compresión, entonces $F_R = 0.7$.

$$P_{R0} = 0.7(170 \times 30 \times 50 + 34.4 \times 4200) = 279636kg = 279.6ton$$

6) Se calcula P_{Rx}

$$\frac{d}{h} = \frac{30 - 5}{30} = 0.83 \approx 0.85, \text{ por lo tanto se utiliza el diagrama de interacción de la figura 11.}$$

$$e_x = 0.1m \Rightarrow \frac{e}{h} = \frac{10}{30} = 0.33; q = 0.57 \Rightarrow K_x = 0.68$$

$$P_{Rx} = F_R K_x b h f''c = 0.7(0.68)(30)(50)(170) = 121380kg = 121.38ton$$

7) $\frac{d}{h} = \frac{50 - 5}{50} = 0.9 \Rightarrow$ se utiliza el diagrama de interacción de la figura 10.

$$e_y = \frac{101}{50} = 2.02 \text{ y } q = 0.57 \Rightarrow K_y = 0.13$$

$$P_{Ry} = F_R K_y b h f''c = 0.7(0.13)(30)(50)(170) = 23205kg = 23.20ton$$

$$8) P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}} = \frac{1}{\frac{1}{121.38} + \frac{1}{23.20} - \frac{1}{279.6}} = 20.94ton$$

9) $P_R = 20.94 \text{ ton} > P_U = 20.05 \text{ ton}$, por lo tanto el diseño es adecuado y el arreglo longitudinal del acero será de 12 varillas del # 6.

Comparando el armado colocado con el calculado se observa que es el mismo, concluyendo que *el diseño por flexocompresión biaxial es adecuado*.

Enseguida se continuará con el diseño por cortante.

Diseño por cortante en columnas, según NTC-93.

En el diseño por cortante en columnas debemos recordar que.

$$\text{Si } P_U < 0.7f^*cAg + 2000As = 0.7(200)(30)(50) + 2000(34.4) = 278800kg$$

$$P_U = 20.05 \text{ ton} < 278.8 \text{ ton}$$

entonces V_{CR} se puede multiplicar por $1 + 0.007 \frac{P_U}{Ag} = 1 + 0.007 \frac{20050}{30(50)} = 1.09$

El procedimiento se describe a continuación

1) Calculamos $V_{CR} = F_R(0.2 + 30\rho)bd\sqrt{f^*c}$, (como se vio en el diseño por cortante en trabes), considerando $\rho = \frac{As}{bh}$ donde $As = 3\#6$ tomando en cuenta que el área mínima en compresión es en la cara de 30cm, por ende sólo se tomará el área de esas tres varillas.

$$As = 3(2.87) = 8.61cm^2 \text{ y } \rho = \frac{8.61}{30(50)} = 0.0057 < 0.01$$

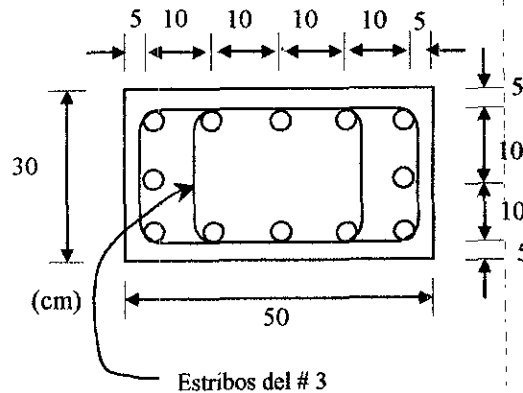
Por lo tanto $V_{CR} = 0.8(0.2 + 30 \times 0.0057)(30)(50)\sqrt{200} = 6316.4kg = 6.32ton$ y el cortante resistente de la sección será $1.09V_{CR}$

$$V_{CRc} = 1.09(6.32) = 6.88ton$$

2) $V_{ud} = 15.4$ tomando de los resultados del análisis estructural.

Como $V_{CRc} < V_{ud}$ se calcula el espaciamiento de los estribos como se vio en el diseño por cortante en vigas.

Recordando que el armado longitudinal es, de 12 varillas del # 6, se propone el siguiente arreglo de estribos:



Uno de los requisitos en el armado transversal indica que las varillas deben de estar espaciadas a menos de 15cm y que las varillas estén sujetas a un estribo a una distancia menor a 35cm; por lo tanto se utilizan 2 estribos como los mostrados.

Por lo anterior se tiene que $A_v = 4(0.71) = 2.84 \text{ cm}^2$, el 4 se refiere al número de ramas y 0.71 al área de la varilla del #3.

$$S = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)}{V_{ud} - V_{CR}} = \frac{0.8(2.84)(4200)(25)(1)}{15400 - 6880} = 28 \text{ cm}$$

Los estribos serán perpendiculares al eje longitudinal y entonces $\theta = 90^\circ$

S debe ser menor de los siguientes valores.

$$\Phi_{V\#3} = 0.95 \text{ cm}$$

$$\Phi_{V\#6} = 1.91 \text{ cm}$$

$$s = 48\Phi_V = 48(0.95) = 45.6 \text{ cm}$$

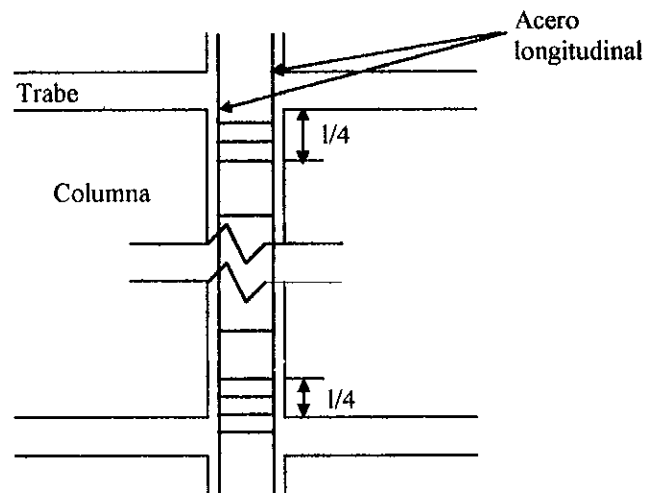
$$S = \frac{b}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$S = \frac{850\phi_{V1}}{\sqrt{f_y}} = \frac{850(1.91)}{\sqrt{4200}} = 25.05 \text{ cm}$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} = \frac{0.7(2.84)(4200)}{3.5(30)} = 90.88 \text{ cm}$$

de los valores anteriores, el que rige es $S = \frac{b}{2} \cong \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$, concluyendo que el conjunto de estribos estará espaciado a 15cm en su parte central.

3) El espaciamiento máximo al aproximarse a una intersección será de 7.5cm, se recomienda que estos estribos se coloquen a 1/4 para los dos lados de la intersección, es decir



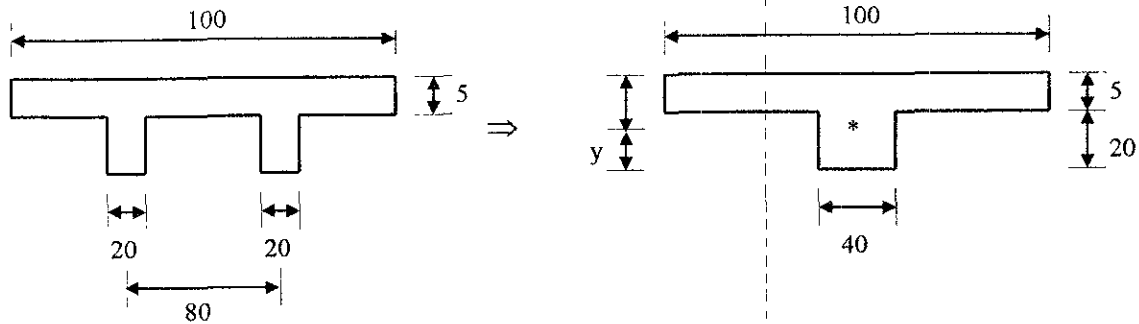
Para finalizar se compara el diseño por cortante contra el armado colocado y observamos que cumple con tal diseño, concluyendo que *la columna resistirá por flexocompresión y por cortante.*

4.3.3 Diseño de un tablero de losa postensada del proyecto "Retorno Julieta", según ACI 318-93.

Para ejemplificar el diseño por carga vertical de un tablero de losa seleccionamos el ubicado en el nivel -5.74 entre los ejes A-W y 18 y 25, mostrados en el plano estructural E-03. El sistema de piso utilizando losas postensadas fue comentado en el capítulo anterior.

Procedimiento de diseño.

1 Para realizar el diseño es necesario determinar las propiedades geométricas con base en las siguientes figuras:



Un metro de ancho de losa abarca dos nervaduras postensadas, formando una sección doble T, la cual podemos simular con una sección T de 40cm de ancho en el alma.

Calculando la posición del centroide:

$$y = \frac{(10)40 \times 20 + 100 \times 5(22.5)}{40 \times 20 + 100 \times 5} = 14.8 \text{ cm}$$

$A_T = 1300 \text{ cm}^2$, siendo el área total de la sección.

El momento de inercia alrededor de un eje horizontal es calculado por medio del teorema de los ejes paralelos, teniendo que:

$$I = \frac{40 \times 20^3}{12} + \frac{100 \times 5^3}{12} + 100(5)(22.5 - 14.8)^2 + 40 \times 20(10 - 14.8)^2 = 75785 \text{ cm}^4$$

También, calculamos los módulos de sección de la fibra superior e inferior, además del área de concreto.

$$S_{Sup} = \frac{I}{y_{Sup}} = \frac{75785}{(25 - 14.8)} = 7430 \text{ cm}^3$$

$$S_{Inf} = \frac{I}{y} = \frac{75785}{14.8} = 5120 \text{ cm}^3$$

$$A_C = 100 \times 5 + 40 \times 17 = 1180 \text{ cm}^2.$$

2. Enseguida se listan los valores de carga muerta, carga viva, resistencia del concreto y resistencia del acero de presfuerzo para el tablero de entrepiso en cuestión

$$W_{CM} = 265 \text{ kg/m}^2.$$

$$W_{CV} = 170 \text{ kg/m}^2$$

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{ci_{presf}} = 0.8(250) = 200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$W_{p.p.} = 280 \text{ kg/m}^2.$$

$$K_b = 0.5$$

$$f_{pu} = 270000 \text{ lb/pulg}^2.$$

$$\text{Torones } 1/2", A_{\text{torón}} = 0.99 \text{ cm}^2.$$

$$W_{\text{hal}} = W_{p.p.} + K_b(W_{CM} + W_{CV}) = 280 + 0.5(265 + 170) = 497.5 \text{ kg/m}.$$

$$\text{Recubrimiento mínimo} = 3 \text{ cm}.$$

3. Como las cargas aplicadas son uniformemente distribuidas, se propone una configuración parabólica del tendón mostrado en el plano E-03, obteniendo una excentricidad máxima.

$$e_{\text{max}} = y_{\text{centroidal}} - r = 14.8 - 3 = 11.8 \text{ cm}$$

4. Fuerza pretensora efectiva.

$$P_e = \frac{w_{\text{hal}} l^2}{8y} = \frac{497.5(7.45)^2}{8(0.118)} = 29250 \text{ kg}$$

5. Fuerza presfuerzo inicial.

$$P_i = \frac{P_e}{R} = \frac{29250}{0.8} = 36562 \text{ kg}$$

6 Esfuerzo provocado por la carga balanceada.

$$f_{\text{bal}} = \frac{P_e}{A_T} = \frac{29250}{1300} = 22.5 \text{ kg/cm}^2$$

7 Si suponemos que se quita el 50% de la carga viva, el momento sin balancear será:

$$M_{\text{sin balancear}} = \frac{wl^2}{8} = \frac{412.5(7.45)^2}{8} = 2862 \text{ kg-m}$$

Que para éste caso $w = w_{p.p.} + 50\%w_{CM}$

$$f_{\text{sin balancear superior}} = \frac{M}{S_{\text{Sup}}} = \frac{286200}{7430} = 38.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{sin balancear inferior}} = \frac{M}{S_{\text{Inf}}} = \frac{286200}{5120} = 55.9 \text{ kg/cm}^2$$

Calculando los esfuerzos superiores e inferiores

$$f_{Sup} = -22.5 + 38.5 = 16.0 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{Inf} = -22.5 - 55.9 = -78.4 \text{ kg / cm}^2$$

8. Caso análogo, aplicando el total de la carga viva y muerta, es decir, $w = 0.5(W_{CM} + W_{CV})$.

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{217.5(7.45)^2}{8} = 1509 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$f_{Sup \text{ NBT}} = \frac{M}{S_{Sup}} = \frac{150900}{7430} = 20.31 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{Inf \text{ NBT}} = \frac{M}{S_{Inf}} = \frac{150900}{5120} = 29.47 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{Sup \text{ total NBT}} = -22.5 - 20.31 = -42.8 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{Inf \text{ total NBT}} = -22.5 + 29.47 = 6.97 \text{ kg / cm}^2$$

9. Tomando sólo el peso propio y el presfuerzo inicial.

$$M_0 = \frac{w_{p.p.} l^2}{8} = \frac{280(7.45)^2}{8} = 1943 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$f_{0Sup} = \frac{M}{S_{Sup}} = \frac{1943000}{7430} = 26.2 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{0Inf} = \frac{M}{S_{Inf}} = \frac{1943000}{5120} = 37.9 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{compresion} = \frac{P_i}{A_T} = \frac{36562}{1300} = 28.1 \text{ kg / cm}^2$$

Calculando el esfuerzo del momento del presfuerzo inicial superior e inferior.

$$f_{\text{momento presfuerzo inicial superior}} = \frac{P_i \times e}{S_{Sup}} = \frac{36562 \times 118}{7430} = 58.1 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{\text{momento presfuerzo inicial inferior}} = \frac{P_i \times e}{S_{Inf}} = \frac{36562 \times 118}{5120} = 84.3 \text{ kg / cm}^2$$

Calculando los esfuerzos totales superior e inferior.

$$f_{total superior} = f_{Mom P_i Sup} - f_{compresion P_i} - f_{0.Sup} = 58.1 - 28.1 - 26.2 = 3.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total inferior} = -f_{Mom P_i Inf} - f_{compresion P_i} + f_{0.Inf} = -84.3 - 28.1 + 37.9 = -74.5 \text{ kg/cm}^2$$

10. Estos esfuerzos deben ser comparados con los permisibles.

f_{ci} = esfuerzos de compresión permisible inmediatamente después de la transferencia.

f_{ti} = esfuerzos de tensión permisible inmediatamente después de la transferencia.

f_{cs} = esfuerzos de compresión permisible bajo carga de servicio después de todas las pérdidas.

f_{ts} = esfuerzos de tensión permisible bajo carga de servicio después de todas las pérdidas.

$$f_{ci} = 0.6 f'_{ci}$$

$$f_{ti} = 3\sqrt{f'_{ci}} \text{ miembros continuos o } 6\sqrt{f'_{ci}} \text{ simplemente apoyada}$$

$$f_{cs} = 0.45 f'_{cs}$$

$$f_{ts} = 6\sqrt{f'_{cs}} \text{ miembros continuos o } 12\sqrt{f'_{cs}} \text{ simplemente apoyada}$$

Por lo que:

$$f_{ci} = 0.6 f'_{ci} = 0.6(200) = -120 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ti} = 3\sqrt{f'_{ci}} = 3\sqrt{200} = 42.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cs} = 0.45 f'_{cs} = 0.45(250) = -112.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ts} = 6\sqrt{f'_{cs}} = 6\sqrt{250} = 94.87 \text{ kg/cm}^2$$

Para todos los casos, los esfuerzos totales de compresión y tensión en el concreto son menores (en valor absoluto) con sus correspondientes esfuerzos permisibles, por lo cual se continua con el diseño.

11. Usando torones de $f_{pu} = 270000 \text{ lb/plg}^2 = 19000 \text{ kg/cm}^2$.

Teniendo $f_{py} = 16000 \text{ kg/cm}^2$.

Tomamos $f_{pmax} = 0.7 f_{pu} = 0.7(19000) = 13300 \text{ kg/cm}^2$.

El área requerida de torones es:

$$A_{sp} = \frac{P_i}{f_{pmax}} = \frac{36562}{13300} = 2.74 \text{ cm}^2$$

12. Utilizando 3 torones de 1/2" $\Rightarrow A_{sp} = 3 \times 0.99 = 2.94 \text{ cm}^2$

$$f_{P_i} = \frac{P_i}{A_{spREAL}} = \frac{36562}{2.94} = 12436 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_{spREAL}} = \frac{29250}{2.94} = 9950 \text{ kg/cm}^2$$

13 Calculando los esfuerzos en el acero en la falla con la relación aproximada del ACI.

$$\rho_p = \frac{A_{spREAL}}{A_c} = \frac{2.94}{1180} = 0.0025$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0.5 \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right) = 19000 \left[1 - 0.5(0.0025) \frac{19000}{250} \right] = 17195 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

$$f_{ps} < f_{py} \text{ o } f_{pe} + 4200$$

si:

$$f_{py} = 16000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pe} + 4200 = 14172 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{ps} = 14172 \text{ kg/cm}^2$$

14. Bloque de compresiones.

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{0.85 f'_c b} = \frac{2.94(14172)}{0.85(250)(100)} = 1.96 \text{ cm}$$

15 Como el bloque de compresiones, se encuentra dentro del patín de la sección compuesta, podemos considerar el momento como de una sección rectangular con ancho igual a 100 cm.

$$M_n = A_p f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2.94(14172) \left(22 - \frac{1.96}{2} \right) = 875812 \text{ kg-cm} = 8.76 \text{ ton-m}$$

16. Momento resistente.

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 0.9(8.76) = 7.88 \text{ ton-m}$$

17. Calculando los momentos por peso propio, CM y CV tenemos que:

$$M_{CM} = \frac{\omega_{CM} l^2}{8} = \frac{265(7.45)^2}{8} = 1.84 \text{ ton-m}$$

$$M_{pp} = \frac{\omega_{p.p.} l^2}{8} = \frac{280(7.45)^2}{8} = 1.94 \text{ ton-m}$$

$$M_{CV} = \frac{\omega_{CV} l^2}{8} = \frac{170(7.45)^2}{8} = 1.18 \text{ ton-m}$$

Por lo tanto el momento último es:

$$M_U = 1.4(M_{CM} + M_{p.p.}) + 1.7(M_{CV})$$

$$M_U = 1.4(1.84 + 1.94) + 1.7(1.18) = 7.30 \text{ ton} - m$$

18. Comparando el momento resistente contra el momento actuante observamos que se tiene la siguiente desigualdad:

$$M_R > M_U$$

Por lo tanto, *el diseño del tablero postensado es adecuado*

Elementos mecánicos máximos en la trabe y la columna diseñadas en los ejemplos

Company: POSTENSA
Project: REPORNO JULIETA #17

20:34:12 08-05-1998

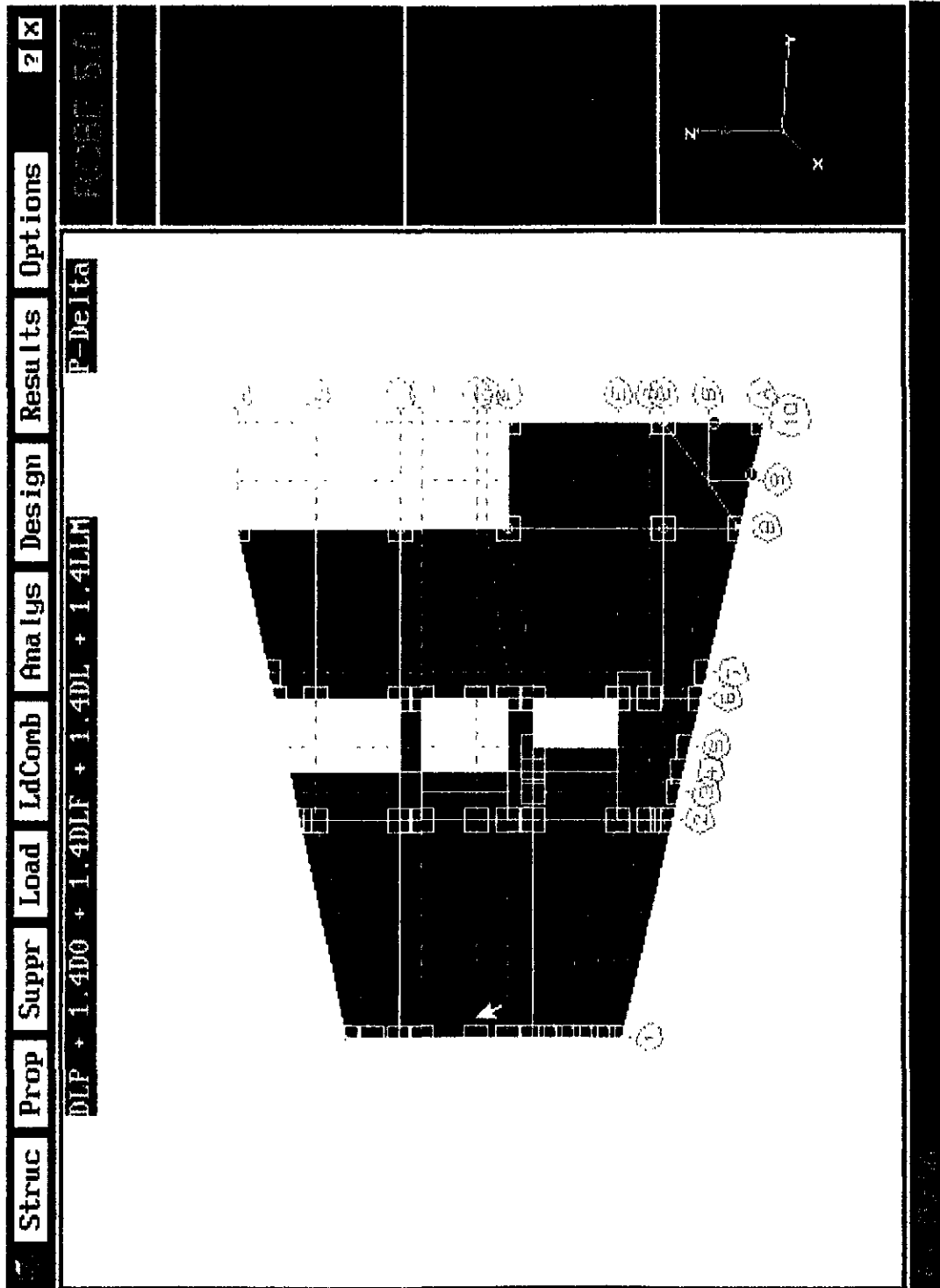
BEAM: C(8-10) FLOOR: 4

Length: L = 4.75 m a = 0.15 m Section: b = 30.00 cm
Lu = 4.45 m c = 0.15 m h = 50.00 cm

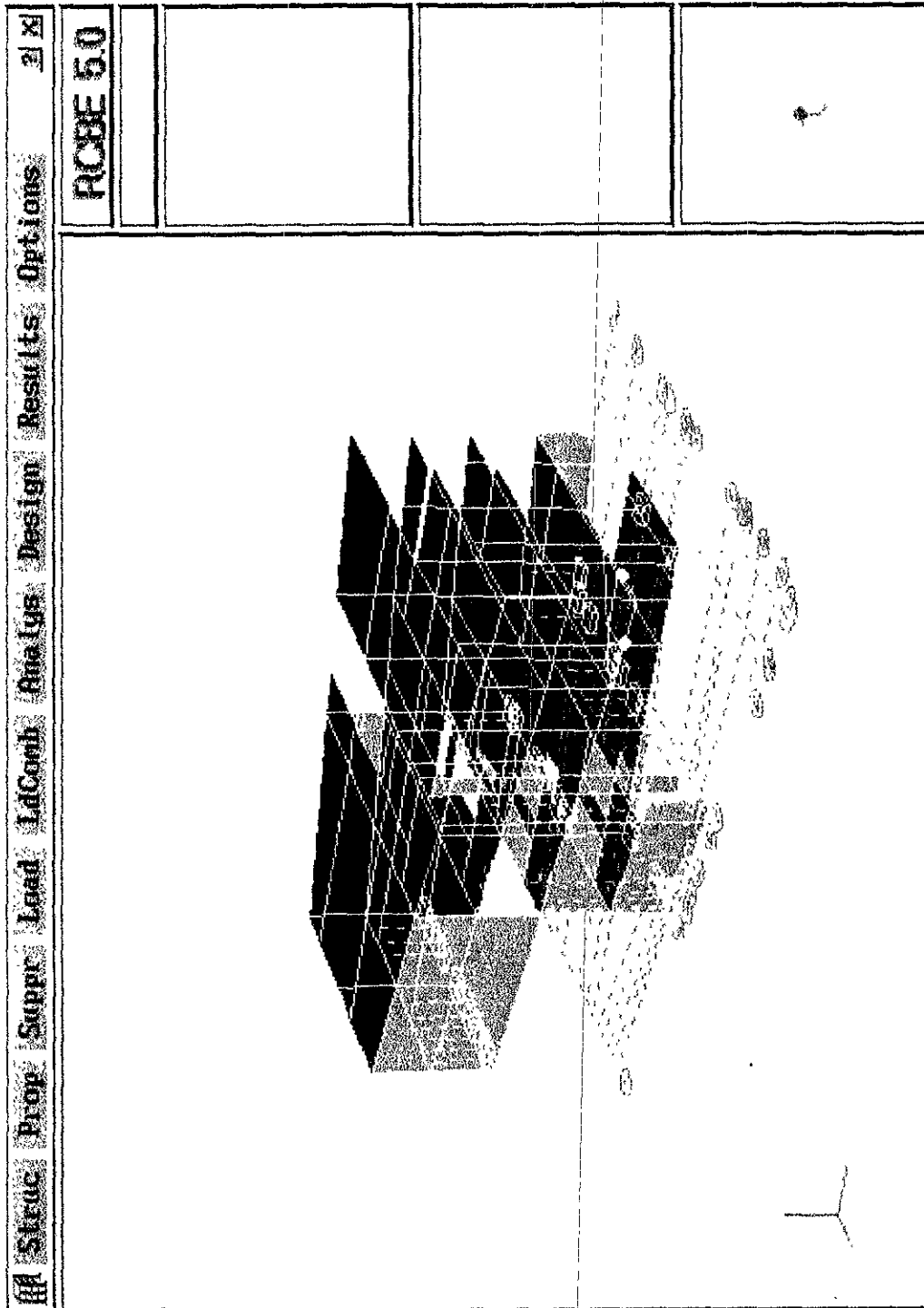
X, m:	0.15	0.60	1.04	1.48	1.93	2.37	2.82	3.26	3.71	4.15	4.60
Mu(-), ton-m:	-7.41	-3.18	-0.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.02	-4.68	-9.39
Mu(+), ton-m:	0.32	1.78	4.53	6.93	9.49	10.57	8.09	5.00	2.13	0.39	0.00
As(-), cm ² :	4.55	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	5.83
As(+), cm ² :	3.57	3.57	3.57	4.24	5.90	6.61	4.98	3.57	3.57	3.57	3.57
Vu, ton:	10.06	10.06	8.48	6.87	5.37	4.93	6.40	8.00	9.60	11.19	11.19
Stirrup:	#3	#3	#3	#3	#3	#3	#3	#3	#3	#3	#3
Spacing, cm:	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50

Column	Story	L	Lu	b	h	TIES	XTIES	Sec	LdCmb	Pu	Mu2	Mu3	RHO	As
C - 8	4	2.84	2.34	30.0	50.0	8 #3 @ 7.5 cm (end)	1 (b)	Top	9	20.05	20.17	1.96	0.0248	37.27
						8 #3 @ 15 cm (ctr)	0 (h)	Bot	16	21.08	12.21	6.70	0.0233	34.92
C - 8	3	2.84	2.59	30.0	50.0	8 #3 @ 7.5 cm (end)	1 (b)	Top	1	111.21	6.44	3.04	0.0100	15.00
						10 #3 @ 15 cm (ctr)	0 (h)	Bot	1	111.21	6.24	1.10	0.0100	15.00
C - 8	2	3.30	2.80	30.0	50.0	8 #3 @ 7.5 cm (end)	1 (b)	Top	1	154.60	8.35	0.94	0.0100	15.00
						11 #3 @ 15 cm (ctr)	0 (h)	Bot	1	154.60	9.45	0.61	0.0100	15.00
C - 8	1	2.81	2.56	30.0	50.0	8 #3 @ 7.5 cm (end)	1 (b)	Top	1	184.62	7.16	0.01	0.0124	18.53
						9 #3 @ 15 cm (ctr)	0 (h)	Bot	1	184.62	3.29	0.02	0.0124	18.53

Planta de la edificación mostrando los ejes de análisis



Perspectiva de la edificación



5. Construcción

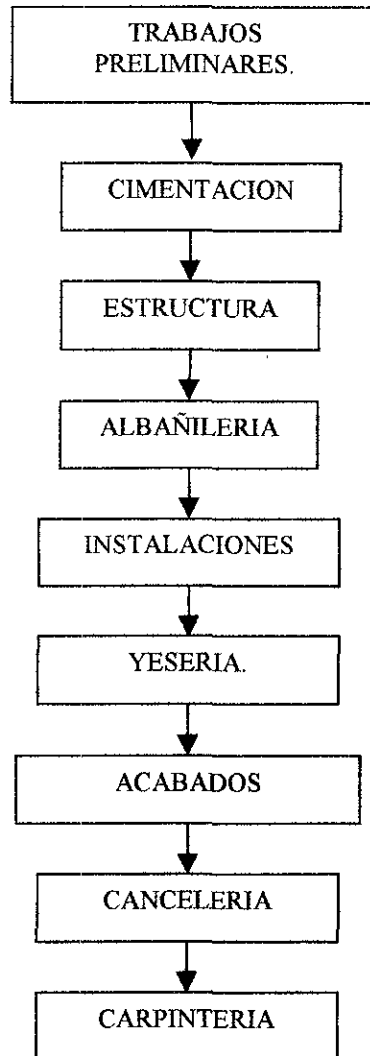
5.1 Proceso Constructivo.

Hemos visto a grandes rasgos algunos procesos de ingeniería que se siguen para la realización de una edificación, como son la mecánica de suelos y el análisis y diseño estructural, pero evidentemente no sólo de estos estudios sale la información para el proyecto completo; si vamos por pasos, nos daremos cuenta que lo primero que debe existir es un proyecto arquitectónico que contenga planos de plantas, fachadas y cortes, así como planos de acabados que nos indiquen como se recubrirá nuestra edificación. Con esta información, se apoyarán los proyectos que darán pie a nuestro proyecto ejecutivo que comprenderá todas las áreas de que se compondrá la edificación en cuestión.

El proyecto ejecutivo es la base con la que partimos para deducir todas las tareas que se tendrán que realizar para llevar a buen término la construcción de lo planeado, este proyecto debe de contar con todos los planos y especificaciones de las siguientes áreas:

- Topografía.
- Arquitectura de la edificación (cortes, plantas, fachadas).
- Cimentación.
- Estructura.
- Instalaciones.
- Albañilería
- Acabados.

Para cumplir con nuestro objetivo, tenemos que organizar los trabajos a realizar, en un proceso coherente, por etapas y de acuerdo al tipo de tarea y materiales a emplear, a esto se le conoce como proceso constructivo. Evidentemente este proceso comenzará estableciendo los límites de nuestra construcción y finalizará con la pintura u otros detalles que se presenten en la obra, a continuación presentamos un diagrama donde se muestra el proceso constructivo que consideramos más común en toda obra de edificación.



Los elementos que integran este diagrama son los grandes rubros en que se divide la construcción de una edificación, aunque algunos de éstos pueden ser opcionales, como la carpintería.

Estos rubros a su vez se componen de trabajos afines que nos ayudarán a realizar la tarea completa, por ejemplo, en el rubro de estructura: habilitar el acero de refuerzo, armarlo para obtener el esqueleto de un elemento estructural, habilitar y armar la cimbra que servirá de molde, vaciar el concreto y tener los cuidados respectivos una vez colado el elemento.

A todos estos rubros se le conoce como partidas y éstas nos indicarán las tareas a realizar en un tiempo determinado para alcanzar nuestro objetivo.

5.1.1 Trazo y Nivelación.

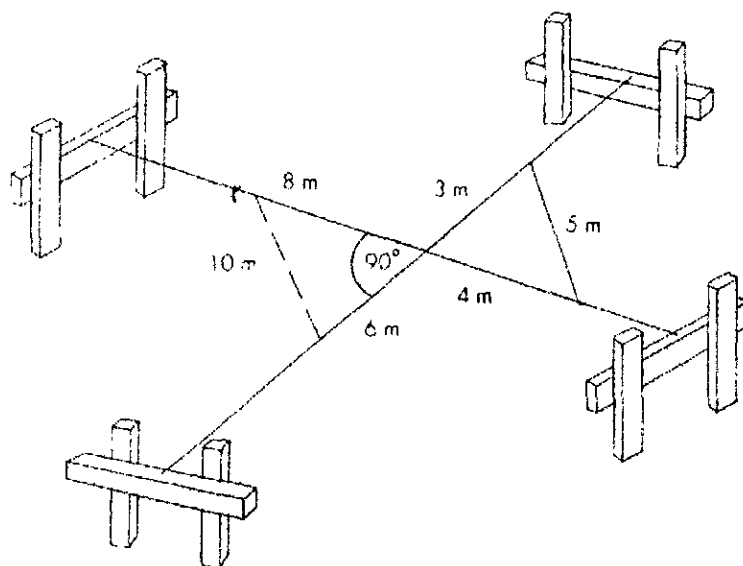
Cualquier obra de ingeniería civil se inicia reproduciendo sobre el terreno el trazo dado en el plano de conjunto arquitectónico, para lo cual se habrán de ubicar los puntos de intersección entre los ejes y la poligonal de apoyo. En el caso de niveles se procederá referenciando la cota cero del plano a un banco de nivel externo, y a partir de él los demás niveles.

Para transportar el trazo y los niveles se utilizarán los aparatos topográficos tradicionales: el tránsito y el nivel de tripié. Con su auxilio se colocarán clavos en los "trompos" o estacas de madera donde haya cruce de ejes y se referenciarán los niveles. Los ejes se prolongarán fuera del edificio de tal manera que al iniciar la excavación o las demoliciones todos estos puntos de intersección puedan ser repuestos con facilidad, esto es, se ubican los ejes mediante marcas sobre elementos externos al área. Así por medio de hilos y usando esas marcas, se reponen fácilmente los puntos necesarios. Dejando el aparato topográfico para verificar su exactitud. Algo similar es posible hacer con los niveles transportando las cotas con un nivel de manguera y usando el nivel de tripié para comprobarlas.

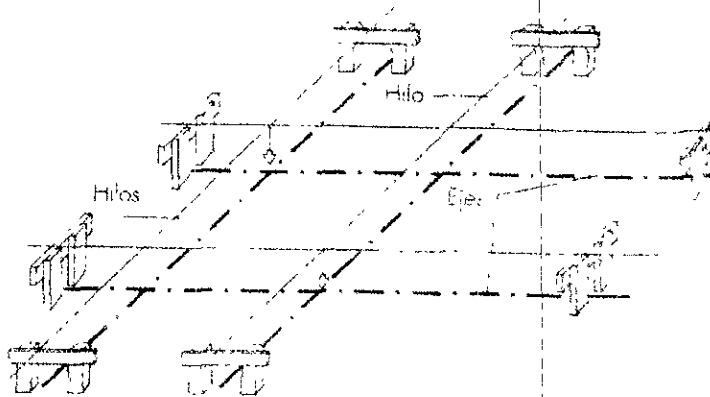
Para cumplir con el objetivo de esta tesis hay que hacer hincapié en como se repone un trazo, ya que esta actividad es de una importancia capital en el desarrollo de la obra, un error en esta etapa podría costar muy caro y ser una molestia permanente.

REPOSICION DE TRAZO.

- Se construyen marcos de madera como los que se ilustran en la figura siguiente, a los que se les denomina puentes, y al elemento horizontal niveleta.
- Se hacen pasar sobre los ejes deseados, los horizontales llamados reventones y sujetos en sus extremos a las niveletas.



- Sobre los puntos de intersección de los ejes determinados con el tránsito, se coloca una plomada sujeta a los hilos horizontales; estos se desplazan sobre la niveleta hasta que estén exactamente en el punto deseado.



- Se hacen muescas en los puentes marcando los lugares donde quedaron los hilos. Esto permitirá reponer el trazo de los ejes cuantas veces se requiera.
- Una vez hecha la reposición del trazo sobre la plantilla y que se haya comprobado, se hincará en cada cruce de ejes un clavo fijo cuya cabeza servirá de referencia.

5.1.2 Cimentación.

Estos trabajos comienzan con un trazo y nivelación esencialmente igual al descrito anteriormente, también forman parte de esta partida las excavaciones que serán necesarias para desplantar la cimentación sea cual sea su tipo, utilizando solo mano de obra o medios mecánicos.

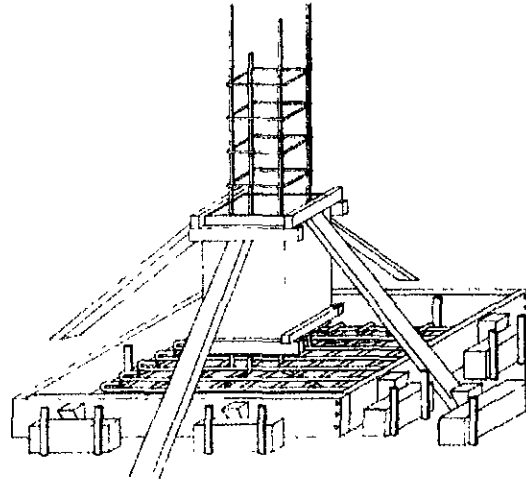
Las excavaciones se clasifican de muchas formas, pero la más común es por su dificultad al hacer este trabajo.

- Material tipo I. Tierra: material extraíble con pala.
- Material tipo II. Tepetate: material extraíble con pico y pala. Con frecuencia este tipo de material se subdivide en II y II-a, de manera que el primero representa mas blando y el segundo mas duro.
- Material tipo III. Roca: material que solo cede con cuña y marro.

Los procedimientos para realizar excavaciones varían según las posibilidades económicas y el tipo de terreno del que estemos hablando, por ejemplo: cuando el material tiene un ángulo de reposo pequeño, se tendrán que ademar y apuntalar las paredes, de tal manera que permitan al ir construyendo la cimentación sustituir los apoyos originales de los puntales por otros ubicados en la misma estructura; en caso contrario, cuando el material es areno-arcilloso, se presenta estable y está seco, se puede iniciar la construcción de la cimentación en cuanto se tenga espacio suficiente, en este caso conviene, si se temen desplazamientos de las paredes de la excavación, dejar un pequeño talud o ademe que impida desprendimientos.

Una vez realizada la excavación se colocarán plantillas de concreto (normalmente $f'c=100\text{kg/cm}^2$ y 5cm de espesor) para que el terreno se mantenga limpio, y podamos realizar los trabajos de armado de acero según nuestros planos de cimentación.

Por lo general, los elementos verticales y horizontales que integran una cimentación deben ser colados en forma continua, haciéndolos así monolíticos, sin juntas de colado y dando continuidad a la estructura. El cumplimiento de lo anterior obliga a diseñar la cimbra de los elementos verticales sin colocar debajo apoyos de madera que quedarían ahogados en la losa base de la cimentación.



Una vez colados nuestros elementos y tomadas las respectivas precauciones en lo referente al curado del concreto (esto se tratara mas adelante) queda por rellenar la excavación donde se desplantó la cimentación, Dependiendo de las características del terreno será el material que se utilice para esto usualmente se pide que sea tepetate (toba arenosa) compactado al 95% de la prueba Proctor estándar, esto se logra mediante la colocación de este material en plantillas de 10 cm de espesor rociando la superficie con agua para posteriormente pasar una compactadora tipo “bailarina”, repitiendo este procedimiento hasta alcanzar el nivel deseado. No hay que olvidar que después de esto hay que sacar muestra del material compactado y enviarlas a un laboratorio para que corrobore nuestros resultados.

5.1.3. Estructuras.

Al comenzar este procedimiento hay que revisar con atención los planos estructurales, que deben de llevar los siguientes datos: en todos los casos deben contener todos los detalles constructivos, indicando cuidadosamente cotas y secciones de los elementos estructurales, deberá existir en ellos el suficiente detalle como para aclarar cualquier duda. En los mismos planos deben aparecer las características de los materiales incluyendo calidad, normas y medidas

En aquellos casos en los que el grado de dificultad lo amerite se indicará el procedimiento recomendado por el proyectista estructural. Aunado a esto debemos de tener una memoria de cálculo donde podamos observar las consideraciones realizadas y el procedimiento seguido para el cálculo de la estructura y sus principales elementos.

ACERO DE REFUERZO.

Existen tres tipos de acero de refuerzo, definidos por su límite de fluencia que son: 2320 kg/cm² llamado comúnmente acero normal, de 4200 kg/cm², llamado acero de alta resistencia y de 6000 kg/cm², llamado comercialmente AR-80.

Se denomina alambroón al acero de refuerzo que se usa principalmente para tomar esfuerzos de tensión diagonal, se fabrica en acero $f_y = 2320$ kg/cm², y se forman las varillas de 6.4mm de diámetro. Esta restringido a usarse en estribos, conectores de elementos compuestos y como refuerzo para tomar esfuerzos cortantes por fricción.

El alambre recocido se utiliza para amarrar varillas, es normalmente alambre del #18 y se utilizan 30kg por tonelada colocada. No tiene función estructural.

Es de notar que la procedencia del acero de refuerzo deberá ser de un fabricante aprobado previamente por el IMCYC, generalmente los proveedores surten el acero en tramos de 9 y 12 metros.

La corrugación es una de las características más importantes del acero debido a que con ésta determinamos el grado de adherencia que tendrá con el concreto que conjuntamente con el acero, definirán la seguridad de la estructura.

Con el objeto de proporcionar al acero la forma que especifique el proyecto, las varillas de refuerzo de cualquier diámetro se doblaran en frío, nunca se permitirá el calentamiento de varillas torcidas o estiradas en frío, ni tampoco el reenderezado y desdoblado de la varilla.

Lo primero que se revisa en la obra cuando comenzamos a construir una estructura de concreto reforzado, es si los armados han sido hechos correctamente. Muchas veces por inexperiencia desconocemos a simple vista los diámetros de las diferentes varillas pero esto tiene muchas soluciones desde medir el diámetro de la varilla con un flexómetro hasta revisarlas por simple proporción de tamaño, dejando claro que siempre que se haga una revisión lo hagamos con el plano en la mano, asimismo debemos de revisar que la separación entre varillas sea la indicada.

Siempre que revisemos la colocación del acero de refuerzo debemos de comprobar que esté firmemente colocado y esté fijo durante el colado del concreto de la sección, además, el acero que estará soportado directamente sobre el suelo deberá apoyarse en bloques que garanticen su apoyo y le den recubrimiento necesario al acero mismo. Los apoyos podrán ser de concreto, madera, metal o plásticos.

Las varillas paralelas a la superficie exterior de un miembro quedaran protegidas por recubrimiento de concreto, de espesor no menor de su diámetro, pero en ningún caso será menor de 2.5cm.

Normalmente en los planos estructurales vienen unas pequeñas tablas donde según el diámetro de la varilla obtenemos la longitud de anclaje, de traslape y la longitud que desarrollarán los ganchos en los estribos.

Todas las juntas de acero de refuerzo se harán por medio de traslapes con una longitud igual a 40 diámetros de la varilla que resulte de mayor diámetro entre las dos empalmadas, aunado a esto, los empalmes no deben hacerse en las secciones de máximo esfuerzo, salvo indicación de lo contrario y tomando en cuenta las precauciones debidas, tales como aumentar la longitud de traslape o usar como refuerzo adicional estribos en toda la longitud y alrededor de dicho traslape.

En ningún caso deberá traslaparse ni soldarse mas del 50% del acero de refuerzo en una misma sección.

Una vez que se va a iniciar el cimbrado de una sección no hay que olvidar que el armado de acero debe de estar libre de oxido e impurezas y esto se logra cepillando las varillas (una vez colocada) con un cepillo de serdas metálicas ya que el no hacerlo puede repercutir en la adherencia de acero y concreto.

Las mediciones para fines de pago se harán tomando como unidad el kg, se calculara con los pesos de refuerzo por unidad de longitud que especifique el fabricante y las dimensiones de proyecto, no se medirán los desperdicios, traslapes, ganchos, alambres, soldadura, silletas ni separadores ya que todos estos quedan incluidos dentro del proyecto.

CIMBRAS.

Es un sistema integrado por formas de metal o madera y sus soportes. Su función principal es contener al concreto hasta que haya alcanzado su fraguado inicial y consecuentemente su resistencia para auto soportarse.

El costo de una cimbra para una obra de concreto puede representar entre el 35 y 60% del costo total por concepto de concreto, por lo que el diseño y construcción de cimbras demanda buen juicio y una adecuada planeación que garanticen economía y seguridad.

Para reunir estos requisitos, una cimbra debe poseer entre otras cosas las siguientes propiedades:

- -Tener la geometría del concreto.
- -No deformarse mas allá de las tolerancias del concreto.
- -No permitir perdida de lechada.
- -Facilitar el llenado.

Dentro de sus características podemos mencionar:

Resistente.
Durable.
Indeformable.
Textura adecuada al acabado.
Hermética.
Fácil de armar.
Fácil de descimbrar.
Fácil de limpiar.
Económica.

La cimbra de contacto, como su nombre lo indica, se encuentra directamente en contacto con el concreto, su función primordial es la de contener y confinar al concreto de acuerdo con el diseño de la estructura. Se compone principalmente por paneles, tarimas, moldes prefabricados, etc.

La obra falsa es aquella constituida por elementos que trabajan estructuralmente soportando la cimbra de contacto; los elementos más comúnmente utilizados en obra falsa son vigas mdrinas, pies derechos, contravientos, puntales, etc.

Las cimbras deberán instalarse en tal forma que proporcionen seguridad cuando se les someta a cargas previsibles, durante el proceso constructivo, aparte serán limpiadas completamente de óxidos, virutas, aserrín y otros antes de verter el concreto. Para conseguir una limpieza óptima, se recomienda el uso del aire comprimido o de agua a presión. Cuando permanezcan expuestas al intemperismo por retrasos prolongados, se tendrá cuidado de que no sufran deformaciones que pudieran afectar a la estructura y a los componentes que en ella intervienen.

Se deberán colocar entarimados o pasillos, debidamente apoyados de manera que se evite mover el armado, cimbra o cualquier elemento ahogado dentro del concreto. Estos entarimados servirán para permitir el paso del personal y equipo que estén transportando el concreto o intervengan en las maniobras de colado, vibrado y terminado del mismo, así mismo se deberá suministrar un canalón de conducción si es que la altura de caída desde la parte inferior del canalón es mayor de 1.50m, evitando así con este, la inadecuada caída y consecuente segregación del concreto. Nunca deberá caer el concreto directamente sobre elementos ahogados, emparrillados cerrados o cualquier objeto que propicie dicha segregación.

TIPOS DE MADERA.

Polin. El polín es un tipo específico de madera que generalmente se corta de 4" x 4" por la longitud que se desee y se utiliza como puntal cargador (apoyo) para la cimbra de contacto. Un segundo uso es, por ejemplo, en las losas como sustitución a las vigas mdrinas.

Tabla o duela. Será de diferentes medidas que van de 1" a 2" de espesor y de 2" a 8" de ancho por la longitud deseada. Este tipo de madera sirve principalmente como cimbra de contacto.

Tablones. Con dimensiones de 2" de espesor por 6" a 10" de ancho por la longitud deseada, sirve principalmente como tendido o para cimbra de elementos especiales.

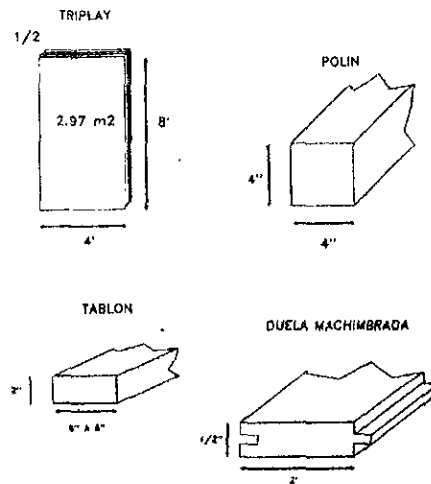
Triplay. La madera contrachapeada en su forma más simple consiste en 3 capas adyacentes con sus fibras perpendiculares entre sí, en tal forma que las fibras de la capa intermedia quedan perpendiculares a las fibras de las capas exteriores. Las ventajas de colocar las capas adyacentes con sus fibras perpendiculares entre sí son importantes cuando consideramos que la madera tiene su mayor resistencia en el sentido de las fibras.

El triplay proporciona muchas ventajas al diseñador de cimbras. Los tamaños estándar de las hojas: 4' x 8' (1.22 x 2.44m) y su espesor comercial que va de 1/4" a 3/4" reducen las juntas en las superficies de recubrimiento, por esto al triplay se le asigna como uso principal el de cimbra de contacto.

Duela machimbrada. La duela machimbrada hecha de un tipo de madera especial, se une entre sí con otra duela por una muesca. La unión se realiza entre la lengüeta (macho) y una ranura de ajuste (hembra) a manera de ir armando el total del elemento, sus dimensiones son: 1" de espesor por 2" a 4" de ancho. Se utiliza principalmente para el colado de elementos curvos o cascarones de concreto.

Viga. Sus dimensiones son de 4" x 6" por la longitud deseada y se utiliza principalmente como viga madrina para transmitir cargas en las losas. Para la comodidad del armado, las vigas con frecuencia se colocan sobre las armaduras, o se conectan a ellas, de manera que uno de los ejes principales de la misma sea paralelo a la inclinación de la losa. Con esta disposición resulta que la carga vertical transmitida nunca será paralela a alguno de los ejes principales de la viga.

Chaflán. El uso de diversos chaflanes y molduras en la superficie de contacto de la cimbra garantizan que el componente que integra el cimbrado pueda quitarse con facilidad. El chaflán tiene como medidas de 1/4" a 1 1/2" por la longitud deseada, con este se evita cualquier infiltración de lechada mediante su unión hermética con los tableros, se utiliza para remate de aristas vivas formando esquinas redondeadas con tiras maquinadas.



ACABADOS DE LAS SUPERFICIES DE CONCRETO.

No aparentes.- son aquellas en que se deberá cumplir sus condiciones de niveles, plomos y apuntalamientos. La superficie que queda expuesta será la misma que deja la madera pues en algunos casos se pondrá un acabado final a la superficie de concreto (cimbras comunes).

Cimbras aparentes.- las cimbras aparentes, además de cumplir con los requisitos anteriores, su superficie debe cumplir como acabado arquitectónico; esto se logra de la siguiente forma:

- a) Dando poco uso de la madera.
- b) Tratando la madera a base de un barniz epoxico, fibra de vidrio o ribetes metálicos.

Para obtener un perfecto acabado de las piezas coladas con madera, pueden seguirse varios procedimientos según el efecto final deseado. El mas indicado es el de terminar las piezas de contacto cepillándolas y puliéndolas perfectamente. Es imprescindible el uso de vibradores para poder obtener un trabajo perfecto en lo que a apariencia respecta.

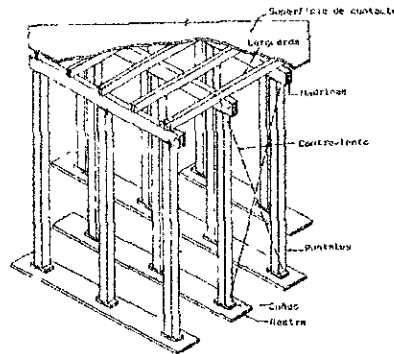
OBRA FALSA Y ACCESORIOS.

Pie derecho de acero ajustable.- pueden usarse para sostener y contraventar la cimbra de distintas maneras. Los pies derechos deben fijarse con clavos en su sitio, lo cual impide que se inclinen hacia los lados cuando se lleva a cabo un colado progresivo.

Puntales.- Originalmente fue desarrollado a partir de la práctica y del uso de postes de madera cortos y cuadrados. Las grapas y los tornillos se introdujeron con objeto de permitir el empalme de maderas de tamaños estándar para lograr variaciones de altura.

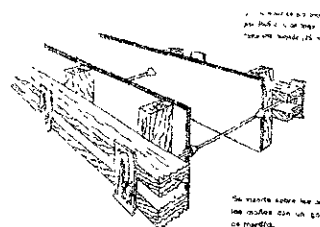
Todos los sistemas de puntales requieren de contraventeo horizontal en tanto que las áreas mayores deben ser contraventeadas diagonalmente.

Abrazaderas para columnas.- las abrazaderas (o yugos) para columnas son útiles para sujetar a las cimbras de las columnas. La configuración normal es la de un conjunto de barras individuales de acero en forma de "T", perforadas y enganchadas de manera que se ajusten a diversas medidas de columnas.



Sujetadores.- Existe una serie de elementos, grapas, abrazaderas y arreglos que pueden utilizarse para sujetar al concreto probablemente, el elemento más versátil de ellos para la sujeción de elementos delgados debido a la agilidad con que se confinan es el comúnmente llamado moño. Los moños con longitudes ya específicas para secciones convencionales, están diseñados para soportar tanto la presión hidrostática ejercida durante el vaciado del concreto hacia fuera de la cimbra en la parte inferior, como la fuerza de sentido contrario al tratar de cerrarse la parte superior de la cimbra del elemento.

Después de la utilización de dichos moños o pernos hembra se deberá resanar o taponear con mortero seco de cemento el orificio que resulta del cono de sujeción.



Remoción de cimbra.- Las cimbras que soportan cargas deberán permanecer en su lugar cuando menos el tiempo requerido para que el concreto soportado adquiera el 70% de su resistencia de diseño, siempre y cuando la estructura soportada no contenga cargas adicionales. Se descimbrarán los elementos que no soportan cargas a las 12 h de terminada la colocación del concreto.

Se descimbrarán los fondos de trabes y losas, cuando el concreto haya alcanzado 70% de su resistencia y después de 3 días de colado (resistencia normal). En estos casos se deberá tener cuidado de no quitar todos los puntales simultáneamente y se continuará soportando con puntales en los tercios de los claros hasta que los cilindros de prueba adquieran el 100% de su resistencia.

DISEÑO DE CIMBRAS.

El diseño adecuado, la construcción y la remoción de una cimbra, exigen un criterio bien fundado y una aceptada planeación, a fin de lograr formas adecuadas que sean tanto económicas como seguras.

Las cimbras deben diseñarse tomando muy en cuenta los esfuerzos por un lado y la resistencia de los materiales empleados en su construcción. Los tanteos generalmente ocasionan cimbras mal diseñadas, subestimando o sobrestimando los esfuerzos, con el consecuente riesgo de falla o el excesivo costo por sobrado uso de los materiales. Una cimbra diseñada correctamente, eliminará ambas posibilidades de error.

En el diseño de la cimbra se considerará que las presiones del concreto se tomarán con los yugos de madera o con los zunchos si son de metal y para el de los muros con separadores o mofos. Se utilizan en ambos casos los puntales inclinados exclusivamente para mantener en su posición la cimbra.

Para aumentar el número de usos y permitir un fácil descimbrado, la madera de contacto debe prepararse con algún lubricante como aceite, diesel, parafina. Por limpieza se recomienda evitar el uso del aceite quemado que fue usado como lubricante de motores.

En el caso de trabes y losas al cimbrar se recomienda vigilar que los apoyos de los puntales queden firmes y sin posibilidad de hundirse. Se recomienda que la cimbra este proyectada de forma tal que al descimbrar permanezca inamovible un puntal en el centro del claro; esto da seguridad cuando en trabes o en losas reticulares de claro pequeño se retire la cimbra al alcanzar el concreto el 80% de su capacidad de proyecto, situación que ocurre generalmente al quinto día en los de resistencia rápida; no es correcto descimbrar y después colocar el puntal.

CONCRETO.

Es un material pétreo de creación artificial producto de la mezcla de elementos inertes, como son la grava y la arena; con un aglutinante: el cemento portland con agua. Además, si se desea puede llevar diversos tipos de aditivos que modificarán sus propiedades iniciales.

La resistencia del concreto estará prevista previamente a su fabricación al predeterminar las cantidades de cemento, agregados y agua que participarán en la mezcla. Las proporciones que tendrán cada uno de los elementos variara según la resistencia que se desee obtener, oscilando de acuerdo con los siguientes porcentajes:

- Cemento de 10 a 15 %
- Agregados de 70 a 75 %
- Agua y aire 12 a 15 %

CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL CONCRETO.

Uniformidad.- considerando que el concreto es un material heterogéneo producido mediante la mezcla de diversos componentes en cantidades establecidas, es necesario que dicha mezcla sea uniforme de buena cohesión y no segregable.

Trabajabilidad.- significa la facilidad que presenta un concreto para ser transportado, colocado y compactado.

Segregación y sangrado.- se conoce como segregación a la separación de los elementos que forman una mezcla heterogénea de modo que su distribución deje de ser uniforme. En el concreto se presenta este problema debido a la diferencia de tamaño de las partículas y la densidad de los componentes.

El sangrado en una forma de segregación en la cual una parte del agua de la mezcla tiende a elevarse a la superficie del concreto recién colocado.

Fraguado.- se refiere al cambio de un fluido al estado rígido. En concreto se emplea para describir la rigidez de la mezcla. En forma arbitraria para el concreto se emplean 2 términos fraguado inicial y fraguado final. Se dice que el concreto alcanza el fraguado inicial cuando su resistencia a la penetración es de 35 kg/cm^2 ; y el fraguado final se alcanza cuando la resistencia a la penetración es de 280 kg/cm^2 .

Estas características son importantes, ya que para formar criterios de aceptación o rechazo es necesario conocerlas mediante las pruebas que se realizan a dicho concreto fresco.

El reglamento de construcciones del Distrito Federal clasifica al concreto en clase I y II, para hacer utilizados en las siguientes obras:

- Clase I en estructuras del grupo A y en estructuras del subgrupo B1.
- Clase II en estructuras del subgrupo B2.

La resistencia a la compresión del concreto es la principal de sus características. En obras de edificación se utilizan concretos de $f'c \leq 300 \text{ kg/cm}^2$, y en elementos prefabricados $f'c \leq 500 \text{ kg/cm}^2$ y experimentalmente en condiciones muy controladas se están produciendo concretos próximos a $f'c = 1000 \text{ kg/cm}^2$.

El reglamento exige lo siguiente:

- Clase I: $f'c > 250 \text{ kg/cm}^2$.
- Clase II: $f'c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$.

FABRICACIÓN DEL CONCRETO EN OBRA.

Se recomiendan los siguientes puntos:

- Tener patios de almacenamiento limpios: es conveniente colocar firmes sobre los cuales se almacenan los agregados, a fin de evitar la contaminación con polvo y materia vegetal.
- Almacenar los pétreos por capas: esto evitara la segregación que se produce en las pilas de grava y arena al rodar el material más grueso hasta la base de ésta.
- Siempre se deberá extraer el material desde abajo para evitar la acumulación de finos.
- Proteger el cemento de la humedad, además de guardarlo en un cuarto, colocarlos sobre tarimas que eviten que se humedezca.
- Cumplir con el proporcionamiento requerido: si se dosifica en volumen, conviene disponer de depósitos de medición exactos. Es frecuente en las obras los botes alcoholeros como medida, pero debido a que están contruidos con lamina delgada pierden su forma, reducen su volumen y alteran las proporciones originales. Para evitarlo se recomienda tener tolvas con las proporciones deseadas, por lo menos usar botes indeformables.
- Vigilar que no exista agua adicional a la especificada.
- Verificar que un tiempo mínimo de mezclado sea 1 minuto: la resistencia del concreto se incrementa conforme aumenta el tiempo de mezclado dentro de la revolvedora.

VERIFICACION DE LA CALIDAD DEL CONCRETO.

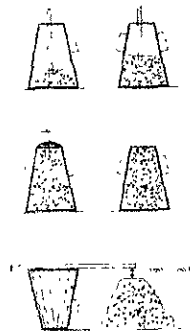
- Si el concreto es premezclado verificar en la remisión: tipo, resistencia, edad a la que se alcanzara la resistencia, tamaño máximo del agregado, revenimiento y si tiene algún aditivo.
- En caso de que se este fabricado en obra, estos requisitos se verificaran directamente.
- Temperatura del concreto. Vigilar que mantenga dentro de un rango de 12 a 32°C.
- Mezclado previo. Cuando se usan camiones para transportar el concreto antes de tomar muestras de le se recomienda: si son de tipo revolvedora, hacer girar la olla tres minutos a velocidad de mezclado, y si son de volteo vaciarlo en una artesa y mezclarlo; después se determinara su revenimiento y se tomara el concreto para cualquier otra prueba.
- Muestras. Se tomaran dos o tres muestras en el periodo comprendido entre las descargas del 15% y la del 85% del volumen total del concreto.

PROCESO PARA MUESTREO DE CONCRETO.

- Las muestras deben tomarse de concreto fresco proveniente, según el caso, de camiones revolvedores o con agitadores, de mezcladoras estacionarias bien sean plantas o revolvedoras portátiles.
- Se evita que las muestras queden al descubierto mas de 15 minutos.
- En una libreta se asentarán: fecha, hora, características del concreto y ubicación de su colocación.

OBTENCIÓN DE SU REVENIMIENTO.

- El cono de revenimiento se llenara en tres capas cada una de igual volumen, que aproximadamente darán alturas de 6, 15 y 30cm.
- Cada capa se compacta con 25 penetraciones de la varilla, procurando se introduzcan 2 cm en la capa anterior.
- Se enrasa con la misma varilla verificando que el concreto quede justo al borde.



- Se levanta el cono lentamente, se coloca de cabeza a un lado del montículo del concreto y se pone horizontalmente sobre él la varilla. El revenimiento se mide de la varilla a la cima del montículo.
- El revenimiento obtenido tiene como tolerancias las siguientes:

Revenimiento especificado.	Tolerancia.
Hasta 5cm.	± 1.5cm.
De 5 a 10cm	± 2.5cm.
Mas de 10 cm.	± 3.5cm.

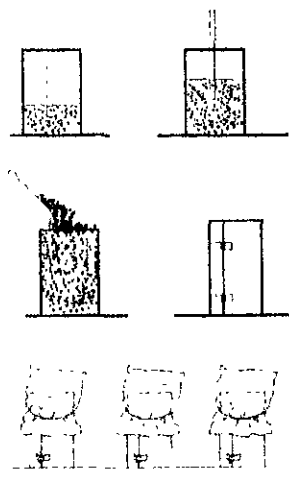
PRUEBA DE RESISTENCIA A LA COMPRESION.

Esta prueba resulta la más importante debido a que mediante la resistencia de un concreto se define generalmente la calidad del mismo.

Para realizar la prueba a la compresión se toman 5 muestras (con el objeto de tener repuestos) por cada 10m³ del mismo concreto que se vaya a utilizar en la obra, dichas muestras se tomaran en unos cilindros de 30cm de alto por 15cm de diámetro. Los cilindros se engrasan previamente para evitar que el concreto se quede pegado al molde y afectar de esta forma el resultado de la prueba.

El llenado de los cilindros se hace en capas de la misma forma que se hace para la prueba de revenimiento, una vez llenos los 3 cilindros, hay que cuidar que no sean golpeados o dejados en exposición directa al sol pues se busca que el concreto de los cilindros sea representativo que el concreto colado en la obra.

En cada uno de los cilindros se deberá indicar con color en una cara visible de cada uno de los cilindros la fecha y numero de muestra que posteriormente nos darán, mediante una relación escrita, la posición dentro de la obra del colado al que el cilindro represente.



Cuando el concreto ha fraguado completamente (24hs) se le quita el molde y el cilindro de concreto se introducirá a una cámara de vapor (en obra serian pilas de agua) para su correcto curado. Las pruebas se deberán hacer sobre los cilindros a los 3,7 y 14 días cuando el concreto es de resistencia rápida y a los 7,14 y 28 días cuando el concreto es de tipo normal.

Posteriormente los cilindros son pasados a la maquina universal que por medio de gatos hidráulicos empieza a presionar al cilindro y mediante un medidor se van registrando las toneladas que a la muestra se le va induciendo. Al provocarse la falla en el cilindro se ve cuantas toneladas aguanto la muestra y con este dato se obtiene el $f'c$ del concreto empleado.

TIPOS DE TRANSPORTE.

Carretillas concreteras.- son carretillas manuales con mayor fondo que las tradicionales para evitar que durante el transporte se derrame la lechada.

Botes de mano.- se utilizan para transportar el concreto directamente sobre el hombro de los trabajadores se usan botes de pintura de 20l y de tipo alcoholero de 16l.

Camiones revolvedores.- su uso es conveniente para grandes distancias. Su capacidad normal es de 6 a 7m³ pero existen hasta de 15.

Bombas y tuberías.- El concreto bombeado puede definirse como un concreto conducido por presión a través de un tubo rígido o de una manguera flexible y vaciado directamente en el área de trabajo.

El concreto mezclado se alimenta dentro de una tolva cónica sobre la bomba. Pasa a través de una válvula de entrada al cilindro y el pistón al moverse hacia delante durante la succión cierra la válvula de entrada y se abre la de salida para permitir que el concreto pase a la tubería.

Al iniciar las operaciones de bombeo, se alimenta una cierta cantidad de mortero que es necesaria para lubricar la línea.

El diseño de una mezcla de concreto para ser bombeada, sobre todo en condiciones en que hay que salvar grandes distancias o fuertes desniveles, suele presentar requerimientos que conducen a la necesidad de hacer concesiones en cuanto a las propiedades del concreto endurecido, en beneficio de las características deseables en el concreto fresco.

Por ejemplo, en estos casos es necesario limitar frecuentemente el tamaño máximo del agregado en función del diámetro de la tubería, se deberá aumentar el contenido de agua para hacer la mezcla mas fluida y así reducir, tanto la fricción con la tubería como la presión requerida para conducirla.

Requisitos para un bombeo satisfactorio:

- Dotación constante de concreto para evitar la formación de tapones de concreto fraguado y bolsas de aire.
- Los agregados deben estar debidamente graduados para evitar la formación de grumos que obstruyan a los conductos.
- El tamaño ideal de agregados será de $\frac{3}{4}$ ".
- El revenimiento deberá ser el adecuado como para obtener una mezcla fluida, aproximadamente entre 14 y 18cm.

<i>Ventajas del concreto bombeable.</i>	<i>Desventajas.</i>
Su colocación es rápida y fácil	Precio elevado debido al revenimiento y al equipo de elevación
Se coloca directamente.	Mayor mano de obra para operación y colocación
Se recibe directamente de la olla.	Dispositivo de bombeo limitado solamente para bombear.
Se moviliza gran volumen en poco tiempo	No es posible ni costeable elevar grandes alturas.
Es complemento de otros equipos de elevación	El montaje de tuberías es lento y costoso.
Útil en túneles y algunos collados de cimentaciones.	Problemas frecuentes de obstrucción de tuberías.

Actualmente la mayoría de las bombas son de tipo pistón y tienen doble embolo para dar mayor continuidad al movimiento del concreto. Su alcance horizontal puede ser de 250m y verticalmente algunas llegan a subirlo hasta 50m. También existen bombas que transportan el concreto empujándolo a través de las tuberías por media de aire a presión, el que se inyecta a un tanque hermético, en el que previamente se ha depositado; su uso es mas limitado y requiere que en la descarga se rompa la presión de forma tal que evite la perdida de la lechada y la segregación de los pétreos. Las tuberías son necesarias como complemento del equipo de bombeo.

COLOCACIÓN DE CONCRETO.

Colocación. El concreto se recibirá en el sitio de colado directamente de la revolvedora, de las tuberías que vienen de la bomba, del camión o de cualquier otro medio de transporte, de manera que su distribución se realice con el auxilio de palas y su adecuado acomodo por medio de vibradores.

Se deberá poner especial atención en las juntas de construcción para lograr localizarlas de acuerdo a los planos de construcción.

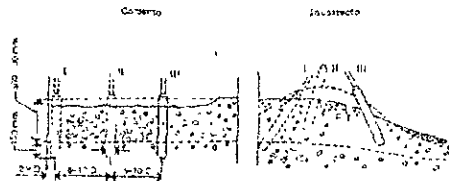
Una junta de construcción se deberá preparar con equipo de percusión o herramienta manual, de tal manera que el agregado sano sea expuesto por lo menos 6mm. Es aceptable como alternativa utilizar cepillo de millo y/o chorro de agua con aire a presión hasta lograr exponer el agregado limpio, libre de lodo, aceite o cualquier material que afecte la futura unión entre el concreto endurecido y el fresco.

Toda junta de construcción deberá permanecer húmeda como mínimo durante un tiempo de 2hs previas a la colocación del nuevo concreto y no deberá haber nunca agua estancada.

Compactación por vibración. Una masa de concreto fresco al colocarse en la cimbra o molde, tiene el aspecto de panal de abeja debido principalmente al aire atrapado. Si se le permite endurecer en esta condición, el concreto no será uniforme y por lo tanto débil, poroso y con una deficiente adherencia al refuerzo.

Es necesario compactar adecuadamente el concreto mediante un vibrado que le permita expulsar el aire atrapado y acomodarse, tomando totalmente la forma del molde a la vez que alcanza su peso volumétrico máximo, lo que proporcionará continuidad en la transmisión de esfuerzos. Si el concreto es vibrado en exceso se generará su segregación.

Para compactar con vibrador se introducirá verticalmente su cabezal dentro de la masa del concreto, evitando que toque las parrillas de armado. La duración requerida para la vibración depende de la trabajabilidad del concreto y de la efectividad del vibrador, pero normalmente esta no debe durar mas de 10 segundos. Se puede determinar de modo visual si el concreto ha logrado una compactación adecuada observando cuando el agregado grueso comienza a desaparecer de la superficie y esta empieza a tener un aspecto relativamente liso y ligeramente brillante.



ADITIVOS PARA EL CONCRETO.

Un aditivo es un material distinto del agua, agregados y cemento que se usa como ingrediente en concretos y se agrega a la mezcla antes o durante su agitación o mezclado.

Los aditivos pueden ser utilizados para modificar las propiedades del concreto en forma tal que lo haga mas adecuado para las condiciones de trabajo o por cuestión de economía.

Los aditivos pueden encontrarse en polvo, líquidos y solubles o insolubles en agua. Los más usuales son para:

- Aumentar trabajabilidad al concreto con igual cantidad de agua: impulsores de aire, dispersantes y fluidificantes.
- Lograr mayores resistencias a edades tempranas: acelerantes.
- Aumentar la resistencia de diseño: densificadores.
- Retardar el fraguado y el calor que producen: retardantes.
- Acelerar el fraguado: acelerantes.
- Aumentar la durabilidad en condiciones severas: endurecedores.
- Reducir su permeabilidad a los líquidos: repelentes a la absorción y reductores de permeabilidad.
- Generar una capacidad de expansión que facilite el relleno con mortero entre dos superficies: expansores y estabilizadores de volumen.

CURADO DEL CONCRETO.

El objeto de un curado es evitar que durante las siguientes horas a la colocación del concreto se pierda agua por evaporación, ya que esta se restara de la necesaria para la hidratación del cemento; además disminuirá la ayuda que presta para controlar la temperatura producto del fraguado inicial. Se recomienda:

*Iniciar el curado después de que desaparezca el lustre acuoso en las superficies horizontales, lo que sucede entre 2 y 4 horas después de colado. En superficies verticales se hará después del descimbre. Los elementos que requieren mayor vigilancia son los que tienen secciones delgadas, tales como losas, banquetas, guarniciones y muros.

*Vigilar la temperatura del concreto, la cual durante los siete días subsecuentes al colado conviene que se mantenga entre 10 y 25°C. Si la temperatura baja de este límite puede inhibirse la hidratación del cemento.

MÉTODOS DE CURADO.

a)Riego de agua: consiste en tener al elemento colado en contacto con el agua para mantener la humedad necesaria. Este tipo de curado es muy conveniente en losas mas no para columnas. Cuando se utiliza en losas, es recomendable elaborar un espejo de agua retenido con bordes de arena. Debe ser uno consiente en el uso del agua no solo por el costo que esto implica, sino principalmente por el gran desperdicio de este vital liquido.

b)Aplicación de capas de arena húmeda: con el fin de mantener a las superficies horizontales húmedas, y logrando un considerable ahorro en el consumo del agua, resulta muy apropiado palear delgadas capas de arena rociadas con agua que conservarán por mas tiempo y con menor evaporación él líquido sobre el elemento.

c)Materiales selladores: los materiales selladores son membranas plásticas que se aplican sobre el concreto a fin de reducir las perdidas de agua del elemento, su ventaja es que se aplica con mucha eficiencia en superficies verticales, su costo finalmente resulta menor que el riesgo de agua debido al poco desperdicio que se tiene.

d) Materiales absorbentes: en superficies verticales la aplicación de este tipo de materiales tales como yute, lonas o cualquier gasa textil ayudan después de ser rociadas con agua a conservar continuamente húmeda la superficie.

e) Curado a vapor: En este tipo de curado se forma una cámara a vapor sobre la superficie expuesta del concreto que se busca curar. Dentro de la cámara se colocan tubos distribuidores de vapor y muestras de concreto colado. Al pie de la obra, se coloca un generador de vapor portátil que alimenta a los tubos distribuidores de vapor.

Ventajas del curado a vapor:

*Se alcanza a lograr un 70% de la resistencia a las 12 horas, ahorrando con esto mucho tiempo al poder nosotros descimbrar y cargar antes al elemento.

*Se consigue elevar la temperatura del concreto acelerando la reacción de fraguado en un ambiente óptimo de humedad.

*Se adquiere una alta resistencia a temprana edad.

*Reducción en el tiempo de ejecución de la obra.

*Alto control de calidad.

Especificaciones:

- Después de terminar el colado se dejan 2 horas de reposo para que alcance el fraguado inicial del concreto.
- Se cubrirá el concreto con lonas para iniciar la inyección del vapor.
- La temperatura del vapor deberá incrementarse a razón de 20°C por hora hasta alcanzar la temperatura de 75°C.
- Se debe mantener la temperatura de 75°C durante un periodo de 6 horas o menos según los resultados que se obtengan. Dicho periodo nunca será menor de 4 horas.
- Después del corte de aplicación de vapor se dejará reposar al elemento descendiendo la temperatura del mismo en forma gradual a razón de 20°C por hora hasta alcanzar la temperatura ambiente. Esto normalmente se puede lograr en el D.F. con la simple suspensión en la inyección de vapor.
- Cuando se haya alcanzado la temperatura ambiente, se obtendrán los resultados de los ensayos de los cilindros retirando la lona hasta que estos resulten satisfactorios. Si los resultados no son buenos, se iniciará una nueva etapa de curado con una o dos horas de temperatura constante.
- La resistencia mínima al término del curado deberá ser:
 - a) Con concreto normal= al 60% del f'c de diseño.
 - b) Con concreto de resistencia rápida 70% del f'c de diseño.

Como desventaja del método de curado a vapor se tiene principalmente el costo, la mano de obra y los materiales necesarios para la instalación. Un impedimento se presenta en elementos de gran peralte donde resulta difícil la aplicación de este método. Para que resulte costoso el empleo de curado a vapor, es necesario utilizarlo en superficies grandes (principalmente losas).

MUROS CON TABIQUES Y BLOQUES MACIZOS.

De acuerdo al reglamento de construcciones del D.F. se considerarán piezas macizas las que satisfacen:

$$A_{\text{neto}} \geq 0.75 A_t \quad \text{y} \quad t_p < 2\text{cm.}$$

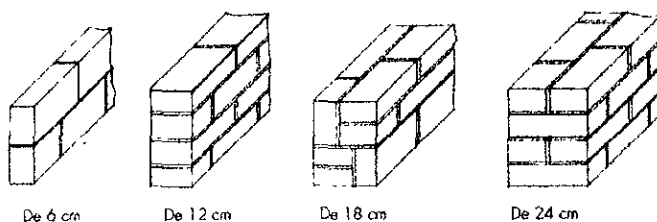
Donde:

A_t = área total de la sección de la pieza.

A_{neto} = área neta de la sección transversal más desfavorable.

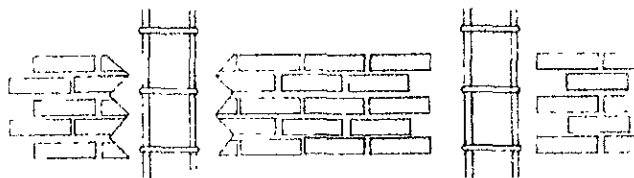
t_p = espesor de las paredes de la pieza.

TIPOS DE MUROS.



Recomendaciones para su construcción:

- No usar morteros de cemento con mas de 1 hora o de cal con 12 horas de fabricado.
- El espesor de las juntas entre 2 hiladas no deberá exceder de 1cm.
- Cuando sean de barro humedecer previamente los tabiques.
- Hacer un cuatrapeo horizontal mínimo de ¼ de la longitud de la pieza.
- Ligar y rigidizar los muros a través de castillos y columnas.
- Cuando los tabiques vayan a estar en contacto con un castillo hacerles muescas o saques como los indicados en la figura para incrementar su adherencia.



El espesor mínimo de los muros no deberá ser menor de cualquiera de los siguientes valores:

- 1/25 de la separación entre castillos o entre columnas
- 10 centímetros.
- 1/30 de la separación entre dalas o entre traves.

TOLERANCIAS:

- Desplome debe ser menor o igual a 1/200 de la separación entre dalas o entre traves.
- El desnivel de una hilada deber ser menor o igual al valor anterior.
- La desviación horizontal debe ser menor o igual a 1/100 de la separación entre castillos y traves.
- La diferencia en el espesor de una junta debe ser menor o igual a 2mm de mortero:
- 2 de cada 3 muestras tendrán un $f'c \geq f'c$ de diseño.
- Ninguna muestra tendrá un $f'c < 0.8 f'c$ de diseño.

MUROS CON BLOQUES HUECOS.

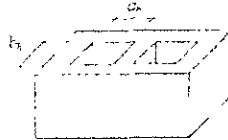
Se consideran como piezas huecas (como en la figura) aquellas que cumplen con:

$$A_{\text{neta}} \geq 0.45 A_t$$

$$t_e \geq \text{cm}$$

donde:

t_e = espesor de las paredes exteriores de la pieza.



ESTRUCTURACIÓN DE MUROS CON BLOCK HUECO.

Se aprovechan los huecos de los propios bloques para en ellos insertar el refuerzo vertical; el refuerzo horizontal se hace con varillas o mallas colocadas en las juntas entre bloques. Para considerar que está adecuadamente reforzado un muro de estas características deberá cumplir lo siguiente:

a) Independientemente de lo señalado para piezas huecas o macizas, los huecos deben tener ciertas dimensiones que permitan alojar en ellas los castillos ahogados:

$$a_h \geq 5\text{cm}; b_h \geq 5\text{cm}.$$

$$A_t = a_h \times b_h$$

$$A_t \geq 30\text{cm}.$$

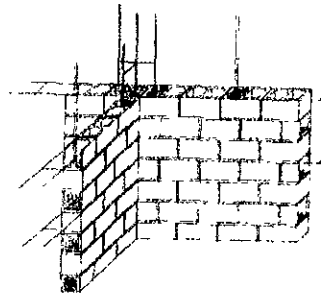
b) El refuerzo interior se deberá ajustar a lo siguiente:

- Ser de grado 42.
- Tener como mínimo una barra del número 3 a la menor de las siguientes distancias

$$l' < 6t \text{ ó } 80\text{cm}$$

c) En lugar de una se colocarán dos barras en cualquiera de las siguientes posibilidades.

- Cuando es el extremo de un muro.
- Cuando haya tres metros a partir del último refuerzo doble.
- En las esquinas en que coinciden dos muros.
- Se colocaran tres barras cuando un muro llegue a tope con otro.



d) Para fijar adecuadamente las varillas se colocaran conectores que con separación máxima de:

$$S < 1.5t \text{ ó } 20\text{cm.}$$

El refuerzo horizontal deberá cumplir con lo siguiente:

- Ser de acero grado 42 si fue laminado en caliente de 60 si lo fue en frío.
- Ser continuo y sin traslapes entre castillos.
- Estar anclado en sus extremos.

MUROS DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA.

Características de los materiales que se deben usar:

Las piedras que se empleen en elementos estructurales deberán cumplir con lo siguiente:

- a) Resistencia a la compresión en la dirección normal a los planos de formación: $f_{pm} \geq 150\text{kg/cm}^2$
- b) Resistencia a la compresión en la dirección paralela a los planos de formación: $f_{pp} \geq 100\text{kg/cm}^2$
- c) Absorción máxima 4%.

d) Resistencia al intemperismo. Se mide por diferencia en peso después de 5 ciclos de inversión y secado en solución saturada de sodio: 10%.

e) El tamaño de las piedras principales será mínimo de 30cm y el 70% de ellas tendrán un peso superior a 30kg.

f) Las piedras deberán estar limpias y sin rajaduras. No se emplearán piedras en forma de laja.

g) El mortero cumplirá con los mismos requisitos pedidos para muros de block.

Procedimiento constructivo.

Como recomendaciones para la construcción conviene observar las siguientes:

a) La mampostería deberá desplazarse sobre un firme de concreto $f'c=100\text{kg/cm}^2$.

b) Las piedras se mojarán antes de usarlas.

c) La construcción de un muro se recomienda iniciarla por los extremos y terminarla en el centro.

d) Las juntas entre las piedras serán de 5cm.

e) Se deberá hacer un cuatrapeo con las piedras para buscar el amarre de una con otras.

f) Los huecos entre las piedras se reducirán al mínimo mediante un adecuado acomodo. Los vacíos se rellenarán completamente con piedra chica y mortero.

g) Las tolerancias para mampostería no labrada serán de $\pm 2\text{cm}$ en el nivel y en el ancho de la corona e igual cantidad en su desplome máximo.

CASTILLOS Y DALAS.

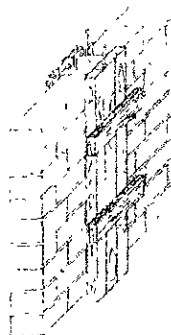
Son elementos de concreto reforzado cuya función es rigidizar los muros de mampostería.

Anchos.

$$b_c \geq t \quad \text{y} \quad d_c \geq t$$

donde:

t= ancho del muro.



Peraltes: como mínimo serán de 15cm,

La resistencia del concreto con que se construirán los castillos y las dalas será de:

$$f'c \geq 150\text{kg/cm}^2.$$

Acero de refuerzo longitudinal.

- Un área mínima dada por $A_s = (0.2f'c/f_y) A_s \geq 4 V_s \#3$.
- Estará anclado en sus extremos a los elementos colindantes.

Acero de refuerzo transversal.

- Area mínima = $1000 s/f_y d_c$; donde s es la separación entre estribos y d_c es el peralte del elemento.
- La separación mínima entre estribos será de 1.5 del peralte mínimo o 20 cm.

DALAS.

Las dalas son elementos de concreto reforzado que se colocan en forma horizontal o inclinada a fin de:

- Transmitir cargas de manera uniforme.
- Ligar la estructura permitiendo una resistencia homogénea ante movimientos horizontales.
- Distribuir los esfuerzos debidos a pequeños asentamientos.
- Soportar cargas verticales sobre pequeñas aberturas como ventanas o puertas (dalas de cerramiento).
- Rematar y proteger la parte superior de los muros (de remate) pudiendo en estos casos hacerles una saliente (nariz) y bajo ella insertar una ranura (gotero) para evitar escurrimiento sobre los muros. Cuando la dala tiene estas características se le llama repisón.
- Se recomienda que las dalas:
- Cuando vayan a quedar sobre un hueco tengan apoyos laterales cuando menos de $1 \frac{1}{2}$ veces su peralte.
- Estén ligadas a la estructura mediante varillas ancladas (conectores) salvo que se especifique lo contrario.

CASTILLOS.

La separación entre castillos será la que dé la menor longitud entre las siguientes alternativas:

- a) 0.75 de la altura de muro.
- b) 4 metros.

En los extremos de un muro deberá haber un castillo independientemente de su longitud.

En los castillos se considera como su dimensión mínima en el sentido longitudinal la separación entre dentellones del tabique.

MORTEROS.*Morteros a base de cemento y cal.*

Los morteros son mezclas hechas de aglomerados y áridos para ser utilizados como el elemento adherente de las piezas de mampostería o para recubrir superficies a fin de darles textura e impermeabilidad. Los aglomerantes más usados son el cemento y la cal o una mezcla balanceada de ambos que es el mortero plástico o cemento de albañilería. Como árido generalmente se usa la arena.

El proporcionamiento se dosifica en volumen de acuerdo con tablas distadas por la experiencia y confirmadas en laboratorio, en cada caso para su selección se recurre a esa información donde se proporciona la resistencia esperada. Todas las mezclas deberán poseer las siguientes propiedades:

- Manejabilidad durante su aplicación.
- Resistencia adecuada después del fraguado.
- Baja contracción para evitar se agriete una vez seco.

Especificaciones según el RCDF.

- Resistencia mínima: $f'c = 40 \text{ kg/cm}^2$.
- Relación de volúmenes: $2.25 < (V_{\text{arena}} / V_{\text{cementos}}) < 3.0$

Tipos de mortero.

Tipo de mortero	Partes de cemento portland	Partes de cemento albañilería	Partes de cal	Partes de arena	Resistencia $f'c$ (kg/cm ²)
I	1	-	0-1/4	2.25 Vcem + Vcal	125
	1	0- 1/4	-	2.25 Vcem + Vcal	
II	1	-	1/4 a 1/2	2.50 Vcem + Vcal	75
	1	1/2 a 1	-	2.50 Vcem + Vcal	
III	1	-	1/4 a 1/2	Vcal	40

Los morteros se usarán de acuerdo a su tipo:

- a) Los de tipo I en mamposterías expuestas a agentes externos agresivos y que soportaran altas cargas. En el caso de los cimientos de piedra o aquellas mamposterías que estarán en medios altamente húmedos conviene sean preparados exclusivamente con cemento y arena.
- b) Los de tipo II se usarán en la mayoría de los muros de mampostería incluyendo a los de carga.
- c) Los de tipo III funcionan en muros con poca carga, como los divisorios en que soportan solo peso propio. Estos morteros por la gran cantidad de cal que tienen son muy plásticos lo que favorece su empleo en aplanados, facilitando su aplicación y posteriormente comportándose elásticamente ante cambios de temperatura.

A partir de un proporcionamiento dado es necesario calcular los volúmenes en que por metro cúbico participarán cada uno de los elementos. Esto permitirá hacer las dosificaciones de acuerdo con el volumen final deseado y calcular el costo básico correspondiente.

El proceso se ejemplifica mediante el cálculo de un metro cúbico de mortero 1:1:6, lo que significa una participación de cada uno de los materiales como sigue:

- Cemento: 1 medida de volumen.
- Cal: 1 medida de volumen.
- Arena: 6 medida de volumen.
- Agua: La necesaria para formar una pasta manejable.

5.1.5 Instalaciones.

Así como la estructura de un edificio es la base de su seguridad y los acabados de su apariencia, las instalaciones lo vuelven funcional y habitable.

Como ya se indicó, los edificios pueden ser destinados a servir como: habitaciones, oficinas, hospitales, laboratorios. Cada uno requiere de instalaciones que lo hagan funcionar adecuadamente, ello llevará a prever la integración instalaciones hidráulicas, sanitarias, eléctricas y su sistema de tierras, de aire, de gases, de alumbrado, de elevadores, de pararrayos, etc. En este apartado solo se abordarán las más comunes.

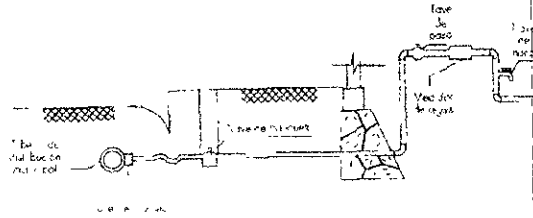
INSTALACIÓN HIDRÁULICA.

Una instalación hidráulica es la prolongación dentro del edificio de la red municipal de distribución de agua potable, y su eficiencia y calidad en gran medida estarán determinadas por ella, aunque desde luego se pueden hacer modificaciones, por ejemplo para mejorar la calidad es frecuente poner filtros y por excepción plantas de tratamiento, si el suministro no es continuo o le falta presión se harán cisternas y colocarán bombas, etc.

El consumo mínimo de una persona al día es de 150 l, cantidad que establece el RCDF como consumo diario por persona en edificios habitacionales.

SUBSISTEMAS QUE INTEGRAN UNA INSTALACIÓN HIDRÁULICA.

Alimentación.- Consta de una abrazadera que se coloca al tubo de la red municipal, una llave de inserción, un tubo de acero que llega hasta la llave de banqueta, un tubo flexible entre esta y el caballote que forme la tubería a la entrada en donde se colocará una llave de paso para control, el medidor y una llave nariz.



Almacenamiento. Una tubería irá desde el cuadro del medidor hasta la cisterna o al tanque elevado o bien directo a la red de distribución dentro del edificio; en particular en la ciudad de México se exige que haya un depósito con capacidad mínima para 48 horas de servicio y dependiendo del tipo de edificio una dotación para incendio. Es posible contar con un sistema mixto que almacene agua en la cisterna y de ahí mediante una bomba regulada automáticamente por un electrónivel se llene el tanque elevado y de él se distribuya por gravedad. Otra alternativa es usar la cisterna como almacén y de ella alimentar un pequeño depósito hermético al que se le inyecta aire a presión que transmitirá el agua de toda la red.

Red de distribución.- Del tanque elevado, del hermético o de la calle se iniciará la distribución de agua fría para alimentar cada uno de los muebles, las salidas de la red o el equipo de calentamiento, del que a su vez se iniciará la red de agua caliente.

Algunas recomendaciones que se deben considerar en un sistema hidráulico son:

- Proteger la instalación para evitar cualquier contaminación del agua.
- Suministrar el agua con la presión y el volumen necesarios sin que esto provoque ruidos indeseados, evitándolo mediante accesorios y cámaras de expansión el golpe de ariete.
- Diseñar el sistema de manera que ahorre el consumo de agua.
- Instalar las suficientes válvulas para independizar zonas y núcleos de baños e incluso muebles sanitarios a fin de dar un adecuado mantenimiento y limpieza.
- Limitar la velocidad del agua dentro de la tubería a 3 m/s.

MANEJO DEL AGUA EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN INTERNA.

Suministro directo.

Se conoce así al sistema que opera en forma directa de la red exterior a la interior.

Ventajas.	Desventajas.
No requiere bombas ni depósitos.	Si se suspende el suministro no hay servicio hidráulico al edificio.
Menor costo inicial.	La presión en la red interior es desigual siendo menor en los pisos superiores que en los inferiores.
No se contamina el agua como consecuencia de tanques mal lavados.	

Suministro por gravedad.

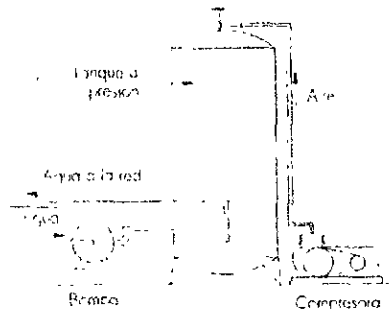
El almacenamiento se hace en un tanque elevado, desde el cual se surte por gravedad a la red de distribución; es conveniente completar el sistema con una cisterna que reciba el agua, y desde ella enviarla al tanque elevado mediante una bomba eléctrica, que arranque y pare automáticamente por medio de un juego de electroniveles colocados en el tanque y en la cisterna.

Ventajas	Desventajas.
Se proporciona presión regulada.	Sobrecarga de techos.
Se independiza el servicio interior del municipal.	Existen mayores posibilidades de contaminación.
Se asegura una reserva de agua.	Hay un incremento en el costo con respecto a la alineación directa.
Se puede satisfacer la demanda en horas de máximo requerimiento.	

Suministro por medio de un sistema hidroneumático.

Es el más completo, consta de un tanque hermético al que se le suministra agua de la cisterna mediante una bomba y aire a presión generado por un compresor.

Ventajas.	Desventajas.
Proporciona una presión uniforme y regulada a las necesidades de cada edificio.	Tiene mayor costo de adquisición y mantenimiento.
No se recargan las azoteas con peso adicional.	Es forzoso contar con cisterna.
	Generalmente su ubicación bloquea espacios útiles de planta baja o de alguno de sus niveles.
	Su descompostura requiere de técnicos especializados y refacciones suministradas de inmediato.



CISTERNAS.

Para garantizar el suministro de agua las 24 horas del día se requiere de una cisterna, la que según especificaciones del RCDF debe existir sí:

- El suministro de agua no es continuo las 24 horas del día.
- En las horas pico la demanda es superior que el gasto que aporta la red.
- La presión en la red pública es menor que la necesaria para llegar a la salida mas alta, mas de 2 metros, generalmente la regadera del ultimo piso si la hubiere.
- La presión en la red es menor de 10m de altura.

RECOMENDACIONES.

- a) Ubicar la cisterna en un lugar de fácil acceso.
- b) Evitar que exista tubería de concreto para aguas negras a menos de 3m de ella.
- c) Si existe tubería de fierro fundido o galvanizado a menos de 3m de distancia, recubrirla o alojarla de manera que garantice que no habrá fugas que puedan contaminar el agua de la cisterna.
- d) Alojara la bomba lo mas cerca de la cisterna procurando que tenga succión ahogada, o en su defecto succión libre lo más directa posible.

TUBERÍA Y ACCESORIOS.

Usualmente en las instalaciones hidráulicas la tubería que se utiliza es de:

- Acero galvanizado cédula 40.
- Cobre tipo "M".
- Polivinilo PVC tipo hidráulico RD26.

La soportería debe estar diseñada para fijar con seguridad y economía la tubería, procurando que su diseño permita su revisión y en caso necesario su reparación de manera fácil.

INSTALACIÓN SANITARIA.

Requisitos que deben satisfacerse.

- a) Hacer que las aguas servidas desaparezcan del edificio antes de herir los sentidos o provocar daños a la salud.
- b) Si hay alcantarillado público, toda instalación sanitaria se conectará a el. En caso contrario se eliminara mediante inyección al subsuelo de las aguas servidas tratadas en planta especializada, según lo requieran las autoridades correspondientes.
- c) Cualesquiera que sea el sistema de eliminación de aguas servidas se deberá contar con servicios sanitarios conectados a una red que las conduzcan fuera del edificio.
- d) Cuando el albañal del edificio (salida de la red) se encuentre abajo del nivel del alcantarillado público, se hará un cárcamo de aguas negras y se le instalara un doble sistema de bombeo para garantizar la permanente salida de las aguas.

e) En caso de que el nivel de aguas transportado por el alcantarillado pueda esporádicamente subir hasta generar un reflujo, se instalará una válvula de contención.

f) Dentro del predio y antes de conectar a la red pública, se construirá un registro con sello hidráulico que evite el paso de alimañas hacia el interior del edificio.

g) Se colocarán registros para revisar la red en puntos conflictivos como uniones o a distancias periódicas.

h) Toda la red funcionará evitando se creen taponamientos para lo cual se recomienda:

- Dar pendientes mínimas de 1.5%.
- Que las conexiones de un tubo a otro se hagan a 45° y no perpendiculares.
- Se seleccionen los diámetros adecuados
- Que los excusados se coloquen próximos a las bajadas (elementos verticales de la tubería).

i) A toda la red sanitaria así como a los muebles se les dotará de la ventilación necesaria para evitar efectos de succión y eliminar los gases que se generen.

j) Todos los muebles, equipos, coladeras y bajadas de agua pluvial se dotarán de sifones, los que proporcionaran un sello hidráulico contra alimañas y malos olores.

k) El tipo de material usado variará según el riesgo que signifique su falla ante agentes internos y externos siendo los más usados el fierro galvanizado, el fierro fundido, el cobre, el plástico rígido y en lugares sin riesgo el concreto y el barro vitrificado.

l) Se usará en la red material y conexiones entre tubos que garanticen un sello absoluto que evite cualquier fuga de aguas usadas o de los agentes que de ellas se desprendan.

ACOMETIDA A LA ALCANTARILLA.

Su función es transportar las aguas servidas del edificio a la alcantarilla y unir el registro de terminación del albañal con la red pública; se construye con tubo de concreto simple con una pendiente mínima del 2%. A solicitud del usuario el municipio debe proporcionar un plano que indique la o las redes de drenaje que pueden usarse para conectar a ellas la o las salidas del inmueble, indicando diámetros, profundidades, niveles de tapa en pozos de visita, carcamos y arrastre hidráulico en los tubos.

ALBAÑAL COLECTOR.

Conducto colocado en el nivel más bajo del edificio y al que se conectan todos los bajantes. Tendrá una pendiente entre 1.5 y 3% y el material con que esté construido dependerá de la durabilidad que se le desee dar; en su parte exterior puede ser de concreto.

BAJADAS DE AGUA.

Son tuberías verticales que conducen las aguas pluviales, las aguas servidas o ambas.

a) Las bajadas de aguas pluviales conectan las coladeras de la azotea a los ramales de planta baja que van al colector del edificio. En el valle de México una bajada con tubo de 101mm de diámetro drena aproximadamente 200m³.

b) Las bajadas de aguas servidas conducen el agua usada que vierten los muebles sanitarios, los cespoles o las coladeras llevándolas al albañal. Por economía su número debe ser mínimo y cumplir con lo siguiente:

- Ser de un material resistente como el fierro galvanizado, el fierro fundido o el polívitilo.
- Deben ser rectos y sujetos al muro y de preferencia a una columna.
- Su diámetro mínimo será de 101mm y la prolongación de su parte superior convertirse en toma de aire.
- Su empalme al colector estará a 45° haciendo una bisectriz entre ambos.
- Estar alejados de ventanas y tomas del aire inyectado al edificio.
- No rebasar su capacidad.

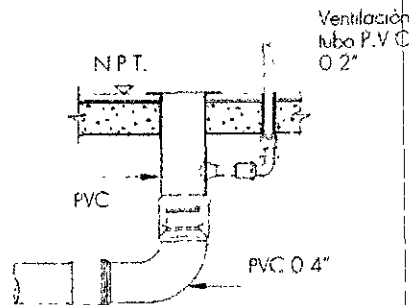
TUBOS DE VENTILACIÓN.

La red necesitará que junto a las bajadas se coloquen tubos de ventilación de los que tomará el aire necesario para evitar efectos de succión y sifonaje, así como taponamientos y acumulación de gases, fundamentalmente el metano. Esto producirá una red en paralelo que unirá muebles, coladeras y llegadas de otros tubos con el exterior permitiendo que a través de ellos circulen libremente aire y gases

- Deberá existir uno encima de cada descarga de aguas residuales o pluviales.
- Tenderán una longitud tal que el nivel de su extremo superior esté 1.50m encima del nivel de azotea.

RAMALEO.

Se conoce con este nombre la tubería que une los muebles y las coladeras con los cespoles y a su vez estos con las bajadas; la cual puede quedar oculta bajo el piso o colganteada en la parte inferior de la losa.



REGISTROS.

Son aberturas que se preparan en una red para inspeccionar su interior y están dotadas de una tapa móvil.

La ubicación de los registros se ajustará a cualquiera de las siguientes:

- En cada extremo del tubo del albañal.
- A cada 10m de distancia sino existe otra restricción.
- Cuando se cambie de dirección o de pendiente.
- Cuando se cambie de diámetro en el tubo de albañal.
- Cuando se requiera un arenero o una trampa de grasa.

Dimensiones de registros.

- De 40 x 60cm para profundidades de hasta 1.00m.
- De 50 x 70cm para profundidades de hasta 1.50m.
- De 60 x 80cm para profundidades de hasta 2.50m.
- De 80 x 80 para profundidades de mas de 2.50m

TRATAMIENTO Y REÚSO DE AGUAS NEGRAS.

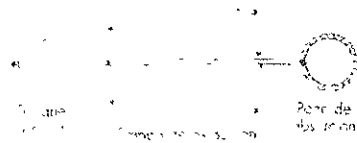
Cuando no existe red de alcantarillado de la municipalidad o el agua servida no presenta las características que exige el reglamento correspondiente, habrá que darle un tratamiento previo antes de deshacerse de ella. Este tratamiento puede ser simplemente haciéndola pasar a través de una fosa séptica si las sustancias dañinas son orgánicas y existe la seguridad de no dañar mantos freáticos al inyectarla al subsuelo, o bien, en una planta de tratamiento de aguas negras, en la que su proceso podrá ser primario, quitándole exclusivamente las sustancias dañinas y devolviéndola al drenaje.

TANQUES Y FOSAS SÉPTICAS.

Es el mas simple de los sistemas de tratamiento y se basa en la descomposición de los integrantes orgánicos del agua gracias a la acción sobre ellos de bacterias anaeróbicas. Normalmente se deja que la creación de bacterias se genere por sí misma, pero se recomienda, de ser posible, trasplantarlas de tanques en donde se producen colonias de 50 o mas tipos diferentes que han sido creadas artificialmente buscando convivan establemente sin destruirse mutuamente y actuando de manera que complementan sus funciones, con lo que se mejoran los tiempos del proceso de descomposición y el agua resultante es de mejor calidad.

El tratamiento del agua residual en esta fosa es elemental y para su buen funcionamiento es necesario separar las aguas producto de los excusados, de las jabonosas o con solventes que pueden generar la muerte de las bacterias.

Se termina el tratamiento del agua en campos de oxigenación donde las bacterias aeróbicas completarán lo realizado por las anaeróbicas. Esta agua puede utilizarse para riego de jardines colocando drenes de concreto ahogados en grava y arena y poniendo encima una capa de lama en la que se sembrará pasto, flores o árboles, nunca legumbres. El agua que aun persiste después de su paso por el campo de oxidación se inyecta al subsuelo en un pozo de absorción.



CONDICIONES PARA EL USO DE FOSAS SÉPTICAS.

- Que el volumen de agua pueda usarse directamente en el campo anexo a él, o bien el subsuelo donde se encuentra la fosa sea permeable y permita la absorción del agua ya tratada.
- Que se hagan instalaciones independientes para aguas negras y para el resto de las aguas servidas: las primeras se enviarán a la fosa séptica y después a riego, y las segundas se pasarán por filtros y después se usarán en excusados.
- La capacidad que tendrán estará dada por la expresión: $V = N^{\circ} \text{ de personas} \times 0.15\text{m}^3$.

ALUMBRADO.

SISTEMAS DE ILUMINACIÓN:

- Iluminación de interiores: se presenta cuando existe confinamiento del espacio en todas direcciones.
- Iluminación de exteriores: existe cuando en el espacio que se va a iluminar falta el confinamiento en una o más direcciones.

TIPOS DE ILUMINACIÓN.

Iluminación directa: se presenta cuando la fuente luminosa está dirigida al plano de trabajo en un 90% como mínimo.

Iluminación semidirecta: la fuente luminosa a través de paneles de difusión se emite hacia el plano de trabajo entre el 60% y el 90% de la luz y el resto hacia arriba.

Iluminación semiindirecta: la fuente ilumina hacia arriba entre el 70% y el 90% y el resto al plano de trabajo.

Iluminación indirecta: cuando la fuente ilumina hacia arriba mínimo un 90%.

FUENTES LUMINOSAS.

Las fuentes luminosas de tipo artificial para alumbrar un edificio utilizan la electricidad como energía; se consideran de dos tipos: lámparas incandescentes y lámparas fluorescentes.

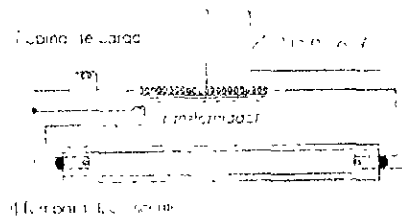
Lámparas incandescentes:

Son bombillas cerradas al alto vacío o con un gas inerte que en su interior alojan un filamento cuya parte central tiene forma helicoidal para incrementar la resistencia que presente al paso de la corriente eléctrica; al aumentar su temperatura generan luminosidad.

Lámparas fluorescentes.

Son tubos llenos de un gas inerte como el argón y recubiertos de flúor en sus paredes interiores. En un extremo tienen un filamento de tungsteno que emite electrones y en el otro una placa que los recoge. El movimiento de estos es lo que genera la luz. El tipo de luz está dado por el recubrimiento de las paredes del tubo.

Para el funcionamiento de estas lámparas se requiere además del tubo, una bobina de carga y un transformador que vienen dentro de un aparato denominado "balastra". Las lámparas se acostumbran poner en circuitos de dos lámparas o varias en serie.



ASPECTOS PRINCIPALES AL PROYECTAR LA ILUMINACIÓN.

- Determinar el nivel de iluminación mas adecuado.
- Seleccionar el tono de color mas adecuado a las superficies según el nivel de iluminación deseado.
- Seleccionar el tipo de lámparas mas conveniente en cada caso. Vigilar su apariencia final.
- Distribuir las lámparas para obtener una iluminación uniforme.
- Calcular la disipación calorífica que generarán las lámparas y su impacto en el sistema de aire acondicionado.
- Hacer un estudio comparativo de costos de adquisición, colocación y mantenimiento del sistema.

INSTALACIONES ELÉCTRICAS.

La transmisión de energía eléctrica se hace en corriente alterna con bajo voltaje y baja intensidad. El consumo dentro de un edificio se efectúa, salvo excepciones, en corriente tipo alterno con bajo voltaje o tensión y alta intensidad, por lo que habrá que disponer de un transformador ubicado dentro o fuera del inmueble. Este equipo realizará la conversión de la corriente de alta a baja tensión mediante dos bobinas y un núcleo de hierro.

Las compañías proveedoras de energía eléctrica disponen de transformadores ubicados en la calle para suministrarla a la mayoría de sus clientes en baja tensión, pero dado que comúnmente estos aparatos limitan su capacidad a 125kw, la demanda de los consumidores deberá ser reducida. Cuando la demanda es mayor la energía se suministra en alta tensión y el usuario dispondrá internamente de una subestación y un transformador para hacer su conversión.

En ambos tipos de suministro el servicio se inicia con la acometida llega a un medidor y después a un interruptor general de alta o de baja tensión, según el caso, haciéndolo a través de un circuito de entrada. Si el sistema es alimentado en baja tensión, del interruptor general se pasa directamente al tablero general de distribución. Si es en alta tensión, el interruptor general será de alta y de él se pasa a la subestación, a los transformadores y a un interruptor de baja; de ahí nuevamente al tablero general de baja.

A partir del tablero general de baja tensión la instalación es similar en ambas posibilidades de el siguen tablero de distribución, unidos por los cables de alimentación secundaria, a continuación los tableros de fuerza o los de alumbrado, según se requiera, y a partir de ambos los circuitos donde se alojan las salidas que sean necesarias para cada caso.

ACOMETIDA ELÉCTRICA.

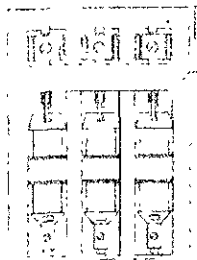
Puede ser aérea o subterránea. En el primer caso, la entrada del predio se colocará un tubo conduit de pared gruesa, galvanizado y rematado con una mufa, que es un codo que queda abierto en el otro extremo, y colocado a 4.50m de altura; por ella se introducirá el cable de la acometida. En el segundo caso se hará un registro a donde llegara un ducto del exterior conteniendo los cables de la acometida y de ahí se conectarán a los medidores.

MEDIDORES.

Será colocado por la compañía suministradora del servicio para registrar el consumo de electricidad que se haga en el predio y según se requiera puede ser para alta o para baja tensión.

CIRCUITO DE ENTRADA.

El circuito de entrada conducirá la energía eléctrica desde los medidores hasta los interruptores de entrada (ver figura)



La magnitud del consumo de energía esperado indicara el número de fases necesarias, cada una de las cuales se suministrara a través de un hilo, al total necesario se añadirá otro con el neutro.

CABLES ALIMENTADORES.

Los cables alimentadores pueden ser principales o secundarios. Se consideran alimentadores principales los que van del medidor o de la subestación, al tablero principal y de este a los tableros de distribución primaria y secundaria. Son los alimentadores secundarios los que van del último tablero de distribución a los tableros de alumbrado y de fuerza, o de este ultimo a los centros de control.

Los alimentadores deben diseñarse para permitir el paso de la carga total instalada incrementada al aplicarle factores de diversidad, y de carga si son principales, y el de demanda el de carga si son secundarios.

SUBESTACIÓN.

Este tipo de unidades es indispensable si la energía se recibe de alta tensión, consta de un compartimento donde la empresa proveedora la entregara y a continuación secciones para alojar medidores, interruptores, fusibles, transformadores y el equipo de control necesario. Se recomienda lo siguiente:

- Que su localización esté lo mas cerca del centro de distribución de cargas del sistema, sin exceder la caída de voltaje permitida para el circuito de entrada.
- Que quede fuera de zonas de peligro, principalmente si hay presencia de gases o sustancias inflamables.
- Que el local tenga buena ventilación.
- Que se le dote de un sistema pararrayos y otro de tierras.
- Que se lo dote al local con los extintores adecuados y en el número conveniente.

DISTRIBUCIÓN.

Recomendaciones generales:

- Se deberán de concentrar tableros, interruptores, equipos y cargas de distribución de cada piso cerca de los ductos verticales.
- Los ductos serán de medidas adecuadas no deberán ser interrumpidos por trabes.
- Todos los circuitos estarán protegidos por interruptores termomagnéticos colocados en tableros para cada zona y situados de manera que sean accesibles.
- La maquinaria que requiera corriente trifásica deberá tener interruptores próximos al centro de control, por lo que se requerirán tuberías desde ahí hasta la casa de maquinas.
- Los contactos podrán ser de piso o de pared. Los de pared se colocaran a 30cm de altura, salvo excepciones.

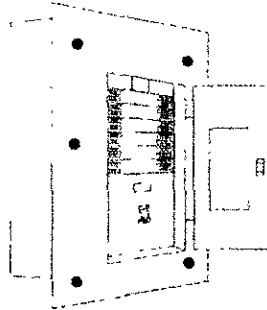
CENTROS DE DISTRIBUCIÓN.

Se denomina así a los tableros principales, secundarios o de fuerza que permiten distribuir la energía eléctrica de baja tensión proveniente del servicio público o de la subestación. Constan de un sistema interruptor, generalmente de cuchillas y fusibles que protegen la red contra sobrecargas y corto circuitos. Se clasifican como tales:

- Los tableros de distribución primaria.
- Los tableros de distribución secundaria.
- Los tableros de fuerza.
- Los centros de control de motores.
- Los tableros de alumbrado.

TABLEROS PRINCIPALES, SECUNDARIOS Y DE FUERZA.

Según el tamaño y los requerimientos del edificio o conjunto de edificios se diseñara el número de tableros secundarios, de fuerza o de control de motores que sean necesarios, pero en cualquier caso como mínimo se tendrá un tablero primario y uno de alumbrado. Los tableros estarán ubicados en gabinetes metálicos.

*CENTROS DE CONTROL DE MOTORES.*

Son tableros integrados por interruptores, fusibles y arrancadores. Su misión es proteger y controlar los motores y los circuitos que alimentan a uno o a un grupo de motores, como sucede en el sistema de aire acondicionado, en el bombeo, en las plantas de tratamiento o en los procesos de manufactura.

TABLEROS DE ALUMBRADO.

Protegen los circuitos de alumbrado y de contactos por medio de interruptores moldeados (termomagnéticos), con operación manual y disparo automático cuando se presenten sobrecargas o cortocircuitos. Tendrán una barra para cada fase y una barra neutra con capacidad nominal igual a las barras principales.

CIRCUITOS DERIVADOS.

Los circuitos básicos derivados son aquellos que llevan directamente la energía del último tablero al sitio donde es necesario su empleo para alumbrado o fuerza.

CIRCUITOS DERIVADOS DE FUERZA MAYOR.

Se considera como tal el conjunto de conductores, registros, salidas, interruptores y arrancadores que integrando una red parten del tablero o del centro de control para alimentar a motores, hornos, resistencias, soldadoras, equipos de computo, de aire acondicionado, etc.

CIRCUITOS DERIVADOS DE FUERZA MENOR.

Estos circuitos se derivan de los tableros de alumbrado a través de los contactos y alimentan de carga eléctrica aparatos domésticos, equipos pequeños de laboratorio, maquinas electrónicas, calentadores pequeños. Generalmente requieren un neutro aislado y están diseñados en circuitos de 15, 30 y 50 A de acuerdo con las necesidades previstas. Se limita el número de salidas a 13 unidades.

CIRCUITOS DERIVADOS DE ALUMBRADO.

Son aquellos que a partir del tablero correspondiente alimentan al equipo de iluminación. La carga eléctrica de cada uno de estos circuitos estará constituida por un máximo de 13 unidades o el número que permitan limitarla a 2400W

El subsistema de distribución quedará integrado por el número de circuitos que sean necesarios para satisfacer los requerimientos de iluminación del edificio. Cada uno de ellos se protegen con interruptores termomagnéticos de 15,20,30 y 50 A, la carga de operación de los circuitos de alumbrado no debe exceder en más del 80% la capacidad nominal los protege.

DUCTOS.

Los ductos donde se aloja a los conductores son tubos denominados conduit; pueden ser de acero rígido y pared gruesa o pared delgada; o de tubería no metálica como el cloruro de polivinilo (PVC) o el tubo de polietileno.

El máximo número de conductores que entrarán en un tubo estará en función del área interior de él, procurando dejar una cámara de aire que ayude a evitar sobrecalentamientos; así el espacio ocupado no debe exceder de los siguientes valores: 55% para un solo conductor, 40% cuando sean dos y 30% en caso de tres o más conductores.

TUBO METÁLICO RÍGIDO.

- Se fabrican en diámetros entre 13mm y 10cm.
- Su doblado se hará con las herramientas adecuadas evitando con ello que su diámetro se reduzca de manera importante.
- A lo largo de la tubería se colocaran soportes cuando menos cada tres metros y ubicados a no menos de 90cm de cada caja, accesorio o gabinete.
- El tubo metálico puede ser de tipo pesado o semipesado (pared gruesa o delgada) y ambos pueden usarse en instalaciones visibles u ocultas; dependiendo su selección de condicionantes ambientales y de seguridad por ejemplo el ligero no debe usarse donde hay humedad.

TUBO METÁLICO FLEXIBLE.

- Está hecho con cinta metálica engargolada en forma helicoidal.
- Se usará en diámetros entre 13mm y 10cm.
- Se soportara a cada 1.50m como máximo o a 30cm de sus extremos. Caja o accesorio.
- El tubo metálico flexible no debe utilizarse en lugares peligrosos, enterrado ni embebido en concreto.

TUBO RÍGIDO DE PVC.

- Debe ser auto extingible, resistente al aplastamiento, a la humedad y a la mayoría de los agentes químicos. Se identifica por su color verde olivo.
- Puede usarse en instalaciones ocultas o visibles si no están expuestas a daño mecánico, a ambientes húmedos o enterradas a profundidades mayores a los 50cm.
- No debe usarse en locales peligrosos, o en cines, teatros o lugares similares.

TUBO DE POLIETILENO.

- Debe ser resistente a la humedad y a agentes químicos específicos, tener suficiente resistencia mecánica para soportar trato rudo durante su instalación.
- Solo se permite su uso para corrientes menores de 150V, y si queda embebido en concreto o embutido en muros, pisos y techos.
- No podrá usarse en plafones, oculto en ductos o en instalaciones visibles.

CAJAS Y ACCESORIOS DE UNIÓN.

- En los diversos tubos sólo se usarán las uniones especificadas para ellos; en el caso de los metálicos de pared delgada queda terminantemente prohibido el uso de conexiones roscadas al tubo.
- En las cajas redondas no deberán usarse conexiones que requieran contratueras o monitores.
- Las cajas no metálicas pueden usarse en las instalaciones visibles con aislamiento total y si se emplea cable con cubierta no metálica. Preferentemente se evitara colocarlas con tubos no metálicos.
- Las cajas cuadradas metálicas se utilizarán en cualquier caso salvo en ambientes muy húmedos.
- Las cajas se ubicarán en cada salida o como máximo a cada 15m y deberán estar en lugares accesibles.

CONDUCTORES.

Los conductores utilizados en instalaciones deben tener aislamiento de acuerdo con su tensión de servicio y condiciones de operación y solo se usarán desnudos para puesta a tierra o en líneas aéreas en el exterior del edificio. Todos los conductores deberán tener las siguientes características:

Su diámetro conocido como calibre se indicará: si es pequeño en AWG y si es grande en Circular Mills.

Los alambres y cables para ser utilizados en instalaciones no deben ser de calibre menor al número 14 AWG (2.08mm^2). A partir del calibre número 8 AWG (8.37mm^2) solo se utilizarán cables, estos es conductores formados por varios hilos trenzados, excepto cuando se usen como barras colectoras.

La resistencia que opone al paso de la corriente eléctrica se mide en ohm por metro o por pie y será la principal causa de la caída de voltaje en la línea.

La capacidad de un conductor se mide en amperios y está en función del tipo de material con que esta construido, de su diámetro y de si está desnudo o recubierto.

5.1.6 Acabados.

Los acabados de un inmueble dan en gran medida su presentación final aportando la textura y el color y frecuentemente la protección que junto con los espacios proporcionarán al observador y al usuario la sensación y confort que busca el diseñador desde el inicio del proyecto. Es importante en ocasiones que los acabados se limiten a recubrir los elementos de la estructura e incluso dejar aparente el material con que se construyeron para respetar la impresión de seguridad que manifiestan aquellas que están bien proporcionadas y correctamente fabricadas.

No es forzoso que para lograr lo anterior los acabados sean costosos, se pueden tener buenos efectos con simplemente trabajar bien la propia estructura, obteniendo así excelente presentación en los concretos, los muros de tabique o cualquier otro material utilizado en su fabricación.

En la selección del tipo de acabados, es recomendable en lo posible utilizar productos de la región que respetarán con mayor facilidad el estilo predominante en el medio y están probados en cuanto a durabilidad, ya que el comportamiento de un material puede variar de una región a otra como consecuencia de características climatológicas, de temperatura, humedad, salinidad, etc; que afectaría su composición. Además, frecuentemente tienen los mas bajos costos.

Algunos de los acabados que se emplean predominantemente son:

- Aplanados en muros y plafones con morteros o pastas de cemento, de cal, mixtos o de yeso.
- Pisos y zoclos de cemento, de mosaico, de terrazo, de mármol o cualquier otro que su colocación requiera albañilería.
- Lambrines de azulejo, cintilla vitrificada o materiales colocados por medio de albañilería.
- Lambrines de madera, de placas de yeso comprimido, de plástico o cualquier otro material que requiera fabricación de un bastidor para su colocación.
- Plafones especiales.
- Fachadas y acabados exteriores.

TABLA DE ACABADOS.

<i>Superficie</i>	<i>Denominación del recubrimiento</i>	<i>Base sobre la que se aplica</i>	<i>Material usado en el acabado</i>	<i>Presentación del acabado</i>
Pisos	<p>Concreto a regla Concreto a plana Concreto escobillado Concreto pulido a llana Mosaico Terrazo Loseta de barro Loseta vinílica Parquet Alfombra Madera</p>	<p>Firme de concreto Firme de concreto a regla Firme de concreto a regla Firme de concreto a regla Firme de concreto a regla Firme de concreto a regla Firme de concreto a regla Firme de concreto pulido Firme de concreto pulido Firme de concreto a plana Bastidor de madera</p>	<p>El propio concreto El propio concreto Cemento en polvo Cemento en polvo Cemento con color Grano mármol y cemento. Barro extruido Polímeros Madera muy dura Fibras sintéticas Duela o tablón</p>	<p>Superficie rugosa Aplanado rugoso Ligeramente áspero Liso y nivelado Liso o con figuras Pulido y brillante Al natural o con color Liso o con figuras Al natural barnizado Diversa textura y color Al natural o pintada</p>
Azoteas	<p>Entortado Impermeabilización Enladrillado</p>	<p>Loseta de azotea Cubierta azotea/Entor. Impermeabilizante</p>	<p>Cem. cal-arena-pómez Asfalto y membrana Ladrillo recocido</p>	<p>Aplanado a plana Pintura/aluminio/arena Lechada de cemento</p>
Muros	<p>Concreto aparente Concreto martelado Tabique aparente Block de barro Celosía barro/concreto Block concre. aparente Aplanado a talocha Aplanado grueso Aplanado fino Aplanado pulido Yeso pulido Azulejo Ladrillos</p>	<p>El mismo concreto El mismo concreto Tabique seleccionado Block de barro extruido Celosías El mismo block Tabique, block, etc. Tabique, block, etc. Aplanado grueso Aplanado fino Tabique, block, etc. Aplanado grueso Bastidor</p>	<p>Cimbra + vibrado Cimbra + vibrado Tabique y mortero Block y mortero Celosías y mortero Block y mortero Mortero mixto Mortero mixto Arena cernida y cem. Pasta de cemento Pasta de yeso-agua Azulejo blanco/color Madera, plástico, etc.</p>	<p>Text. de cimbra Picado y descascarado Junta gusaneada Junta gusaneada Junta gusaneada Junta gusaneada Aplanado burdo Aplanado a plomo y regla Aplanado con mínimo poro Cemento pulido A plomo, regla y llana Azulejo chadeado Propio recubrimiento</p>
Plafones	<p>Concreto aparente Yeso Falso plafón</p>	<p>El mismo concreto Losa de techo Bastidor</p>	<p>Cimbra + vibrado Pasta de yeso-agua Nivel e hielo</p>	<p>Text. de cimbra A nivel, regla y llana Cualquier recubrimiento</p>
Recubrimientos	<p>Pintura anticorrosiva Pintura epóxica Pintura vinílica Pintura de esmalte Tirol Pastas Impermeabilización</p>	<p>Cualquier metal Cualquier superficie Cualquier superficie Cualquier superficie Aplanado de yeso Aplanado de yeso Cualquier superficie</p>	<p>Pintura anticorrosiva Pintura epóxica Pintura vinílica Pintura vinílica Mármol, cem. y resina Yeso, cem. y resina Solución asfáltica o plástica y membrana acrílica</p>	<p>Tersa Según la base Según la base Según la base Llano o planchado Lisas o rayadas Pintura/aluminio/arena</p>

ASPECTOS QUE SE DEBEN CUIDAR EN LOS ACABADOS.

Para que los acabados sean durables, con buena apariencia y seguros, conviene:

- Que garanticen su adherencia a la base en que se apliquen.
- Que tengan durabilidad y resistencia al uso.
- Con características de impermeabilidad si son usados en pisos y techos.
- Que sean fáciles de limpiar.
- Si están sobre pisos que tengan las pendientes adecuadas para su rápido desagüe.
- Si se usan como piso que sean antiderrapantes.
- Que todos los materiales empleados cumplan las normas NOM.

5.2 Catálogo de conceptos.

Después de haber analizado algunos procesos, normas y especificaciones dentro de una edificación, ahora el siguiente paso es representar de una forma ordenada y desglosada los trabajos que se van a realizar, y esto se logra a través de un catálogo de conceptos.

Este es un documento que conforma en grandes rubros los trabajos que se requieren para que el proyecto se construya de acuerdo a lo planeado, según a las necesidades específicas de una obra. En el caso particular de la obra "Retorno Julieta" se propusieron las siguientes partidas:

- 1.-Trabajos preliminares.
- 2.-Cimentación.
- 3.-Estructura.
- 4.-Albañilería.
- 5.-Acabados.
- 6.-Cancelería.
- 7.-Carpintería.
- 8.-Instalación hidrosanitaria.
- 9.-Instalación eléctrica y alumbrado.
- 10.-Limpieza.

El número de partidas y el desglose de cada una esta en función de la complejidad de la obra y del detalle con que se quiera llevar; la anterior relación trata solo de dar una idea de la manera como se maneja. A continuación se listan algunos de los conceptos mas representativos que integran las partidas expuestas (en nuestro proyecto en particular o en cualquier obra de edificación en general) con el objeto de familiarizarse con la terminología que se usa en las obras de edificación.

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
-------	----------	--------	----------	-----------------	---------

PREL TRABAJOS PRELIMINARES

PREL001	LIMPIEZA, TRAZO Y NIVELACION DEL TERRENO.	M2	4478.00	\$0.00	
PREL002	EXCAVACION POR MEDIOS MECANICOS DE TERRENO EXISTENTE, TIPO B, PARA DAR LAS COTAS REQUERIDAS, INCLUYE CARGA Y ACARREO	M3	2635.00	\$0.00	

SUBTOTAL	
----------	--

CIM CIMENTACIÓN.

CIM001	EXCAVACION DE CEPAS PARA CIMENTACION, EN MATERIAL TIPO B, CON PROFUNDIDADES DE 2 A 4M, INCLUYE TRASPALEOS, CARGA Y ACARREO DEL MATERIAL. A 2 ESTACIONES.	M3	856.00	\$0.00	
CIM002	PLANTILLA DE CONCRETO F'C=100KG/CM2 DE 5CM DE ESPESOR.	M2	85.00	\$0.00	

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
CIM003	HABILITADO Y ARMADO DE ACERO DE REFUERZO #3 FY=4200KG/CM2, PARA ZAPATAS DE CIMENTACION, INCLUYE CORTES, DESPERDICIOS, GANCHOS Y TRASLAPES.	KG	10856.00	\$0.00	
CIM004	HABILITADO Y ARMADO DE ACERO DE REFUERZO #4 FY=4200KG/CM2, PARA ZAPATAS DE CIMENTACION, INCLUYE CORTES, DESPERDICIOS, GANCHOS Y TRASLAPES.	KG	5366.00	\$0.00	
CIM005	HABILITADO Y ARMADO DE ACERO DE REFUERZO #5 FY=4200KG/CM2, PARA ZAPATAS DE CIMENTACION, INCLUYE CORTES, DESPERDICIOS, GANCHOS Y TRASLAPES.	KG	2658.00	\$0.00	
CIM006	CIMBRADO Y DESCIMBRADO DE ZAPATAS DE CIMENTACIÓN, INCLUYE HABILITADO, PREPARACION ANTES DEL COLADO Y NIVELACIÓN DE CIMBRA.	M2	145.00	\$0.00	
CIM007	VACIADO DE CONCRETO PREMEZCLADO EN CIMENTACION F' C=250 KG/CM2, CLASE II, REVENIMIENTO 14CM, TMA 20MM, BOMBEADO CON UNA DESARROLLO DE TUBERIA DE 25M, INCLUYE: VIBRADO Y CURADO.	M3	725.00	\$0.00	
CIM008	RELLENO Y COMPACTACIÓN DE TEPETATE EN CIMENTACION CON BAILARINA EN CAPAS DE 20CM AL 95% PROCTOR, INCLUYE LABORATORIO.	M3	21.00	\$0.00	

SUBTOTAL	
----------	--

EST ESTRUCTURA DE CONCRETO

EST001	HABILITADO Y ARMADO DE ACERO DE REFUERZO #3 FY=4200KG/CM2, PARA COLUMNAS LOSAS Y TRABES, INCLUYE CORTES, DESPERDICIOS, GANCHOS Y TRASLAPES.	KG	25632.00	\$0.00	
EST002	HABILITADO Y ARMADO DE ACERO DE REFUERZO #4 FY=4200KG/CM2, PARA COLUMNAS LOSAS Y TRABES, INCLUYE CORTES, DESPERDICIOS, GANCHOS Y TRASLAPES.	KG	10256.00	\$0.00	
EST003	HABILITADO Y ARMADO DE ACERO DE REFUERZO #5 FY=4200KG/CM2, PARA COLUMNAS LOSAS Y TRABES, INCLUYE CORTES, DESPERDICIOS, GANCHOS Y TRASLAPES.	KG	3244.00	\$0.00	
EST004	HABILITADO Y ARMADO DE ACERO DE REFUERZO #8 FY=4200KG/CM2, PARA COLUMNAS LOSAS Y TRABES, INCLUYE CORTES, DESPERDICIOS, GANCHOS Y TRASLAPES.	KG	856.00	\$0.00	

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
EST005	CIMBRADO Y DESCIMBRADO DE TRABES, LOSAS Y COLUMNAS, INCLUYE HABILITADO, PREPARACION ANTES DEL COLADO Y NIVELACIÓN DE CIMBRA.	M2	825.00	\$0.00	
EST006	VACIADO DE CONCRETO PREMEZCLADO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES F'C=250 KG/CM2, CLASE II, REVENIMIENTO 14CM, TMA 20MM, BOMBEADO CON UNA DESARROLLO DE TUBERIA DE 25M, INCLUYE: VIBRADO Y CURADO	M3	825.00	\$0.00	

SUBTOTAL	
----------	--

ALB ALBAÑILERIA

ALB001	FIRME DE CONCRETO DE 15CM DE ESPESOR CON CONCRETO F'C=150KG/CM2 CLASE II, ARMADO CON MALLA ELECTROSOLDADA 6-6/6-6, INCLUYE AJUSTES, DESPERDICIO Y TRALAPES, CIMBRA DE FRONTERA.	M2	1025.00	\$0.00	
ALB002	MURO DE TABIQUE ROJO RECÓCIDO DE 12 CM DE ESPESOR, ASENTADO CON MORTERO CEMENTO-CAL-ARENA 1:3:12 Y ACABADO COMUN, INCLUYE CUATRAPEADO Y NIVELADO.	M2	3254.00	\$0.00	
ALB003	CASTILLOS Y CADENAS DE 15X15CM DE CONCRETO F'C=150KG/CM2 ARMADOS CON 4 VS#3 Y ESTRIBOS #2 A CADA 20CM, INCLUYE ARMADO, CIMBRADO Y COLADO.	ML	423.00	\$0.00	
ALB004	APLANADO DE MUROS CON MORTERO CEMENTO-ARENA 1:4 ACABADO RUSTICO A PLOMO Y REGLA.	M2	3355.00	\$0.00	

SUBTOTAL	
----------	--

ACA ACABADOS

ACA001	APLANADO DE YESO DE 2CM DE ESPESOR COLOCADO A PLOMO Y REGLA EN MUROS.	M2	2563.00	\$0.00	
ACA003	PASTA VINICEMENT R EN MUROS ACABADO RAYADO, INCLUYE SELLADOR.	M2	2246.00	\$0.00	
ACA002	PINTURA VINILICA VINIMEX SOBRE MUROS, INCLUYE UNA MANO DE SELLADOR Y DOS DE PINTURA.	M2	2563.00	\$0.00	

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
ACA003	SUMINISTRO Y COLOCACION DE FALSO PLAFON DE TABLAROCA, INCLUYE COLGANTEADO, NIVELACION Y HUECOS PARA LAMPARAS	M2	2014.00	\$0.00	
ACA004	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE MUROS DE TABLAROCA DE 15CM DE ESPESOR, INCLUYE PLOMO REFUERZOS Y ESQUINEROS METALICOS.	M2	321.00	\$0.00	

SUBTOTAL	
----------	--

CAN CANCELERÍA

CAN001	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE MAMPARAS PARA BAÑOS SEGÚN PLANO ACA 01 FABRICADAS CON LOS PERFILES INDICADOS.	PZA	3.00	\$0.00	
CAN002	SUMINISTRO Y COLOCACION DE VENTANAS SEGÚN PLANO DE ACABADOS 02 FABRICADAS CON LOS PERFILES INDICADOS.	PZA	10.00	\$0.00	
CAN003	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE CRISTAL FLOTADO CLARO DE 5MM DE ESPESOR Y RECIBIDO CON CINTA DE VINIL.	M2	24.00	\$0.00	

SUBTOTAL	
----------	--

CAP CARPINTERÍA

CAP001	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE PUERTAS DE MADERA DE 0.90X2.10M CON BASTIDOR DE MADERA DE PINO CON 4 PEINAZOS DE 1 1/2X3" Y TRIPLY DE 6MM SEGÚN PLANO ACA02. INCLUYE TOPES, CHAPA Y CONTRACHAPA.	PZA	1.00	\$0.00	
CAP002	LIBRERO DE 0.80CM DE ANCHO X 0.30 DE PROFUNDIDAD Y 2.00M DE ALTURA CON ENTREPAÑOS A CADA 30CM SEGÚN DIBUJO DE PLANO ACA03.	PZA	1.00	\$0.00	

SUBTOTAL	
----------	--

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
-------	----------	--------	----------	-----------------	---------

IHS INSTALACIONES HIDROSANITARIAS.

IHS001	SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA DE COBRE TIPO M DE 13MM, INCLUYE HABILITADO, SOLDADO Y DESPERDICIOS.	ML	85.00	\$0.00	
IHS002	SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA DE COBRE TIPO M DE 19MM, INCLUYE HABILITADO, SOLDADO Y DESPERDICIOS.	ML	94.00	\$0.00	
IHS003	SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA DE COBRE TIPO M DE 25MM, INCLUYE HABILITADO, SOLDADO Y DESPERDICIOS.	ML	74.00	\$0.00	
IHS004	SUMINISTRO Y COLOCACION DE CODO DE 90° DE COBRE DE 13MM TIPO M, INCLUYE SOLDADO Y RIMADO.	PZA	10.00	\$0.00	
IHS005	SUMINISTRO Y COLOCACION DE TEE DE COBRE TIPO M DE 25MM, INCLUYE SOLDADO Y RIMADO.	PZA	10.00	\$0.00	
IHS006	SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA DE PVC DE 38MM, INCLUYE CORTES Y DESPERDICIOS.	ML	96.00	\$0.00	
IHS007	SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA DE PVC DE 51MM, INCLUYE CORTES Y DESPERDICIOS.	ML	105.00	\$0.00	
IHS008	SUMINISTRO Y COLOCACION DE WC MARCA IDEAL STANDARD BLANCO.	PZA	0.00	\$0.00	
IHS009	SUMINISTRO Y COLOCACION DE LAVABO MCA. IDEAL STANDARD MOD.010, INCLUYE: LLAVE DE ALETA Y CESPOL CON SIFON CROMADO.	PZA	1.00	\$0.00	

SUBTOTAL	
----------	--

IEA INSTALACIONES ELECTRICAS Y ALUMBRADO

IEA001	SALIDA DE ILUMINACION AISLADA EN CAJA METALICA CON TUBO CONDUIT PGG DE 13MM CON CABLES 2-12 Y 1-12D CON 8M DE DESARROLLO.	SAL	20.00	\$0.00	
IEA002	SUMINISTRO Y COLOCACION DE LUMINARIA INCANDESCENTE TIPO ARBOTANTE CON SOQUET DE PORCELANA TIPO LIGHTOLIER MOD2-BC	PZA	20.00	\$0.00	
IEA003	SALIDA PARA CONTACTO MONOFASICO EN CAJA DE LAMINA CON TUBO CONDUIT PGG DE 13MM CON CABLES 2-14 Y 1-12D CON 8M DE DESARROLLO.	SAL	35.00	\$0.00	
IEA004	SUMINISTRO Y COLOCACION DE INTERRUPTOR TERMOMAGNETICO DE 1X15A MARCA SQUARE-D.	PZA	15.00	\$0.00	
IEA005	SUMINISTRO Y COLOCACION DE TABLERO DE CONTROL DE 3 POLOS CON INTERRUPTOR DE CUCHILLAS Y FUSIBLES DE LISTON MCA. SQUARE-D	PZA	1.00	\$0.00	

SUBTOTAL	
----------	--

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
-------	----------	--------	----------	-----------------	---------

LIM LIMPIEZA.

LIM001	LIMPIEZA CONSTANTE DURANTE LA OBRA, INCLUYE MATERIALES.	SEM	38.00	\$0.00	
LIM002	LIMPIEZA FINAL PARA ENTREGA DE LA OBRA	LTE	1.00	\$0.00	

SUBTOTAL	
----------	--

TOTAL DE PARTIDAS	
-------------------	--

Todos estos conceptos, de los cuales hacemos la descripción son los que comúnmente se presentan en cualquier obra de edificación. Este documento surge de analizar los planos de cada uno de los diferentes proyectos (topográfico, estructural, arquitectónico, etc), de cierta experiencia en la construcción y de sobre todo de sentido común. Ya sea que el constructor realice el catálogo de conceptos o que otras personas hayan estado encargadas del proyecto y nos proporcionen el documento, es imprescindible que antes que se vaya a iniciar la construcción los ingenieros a cargo conozcan perfectamente todas las partidas y sus conceptos, ya que de este catálogo obtenemos:

- Costo de la obra.
- El programa de ejecución.
- La planeación adecuada de mano de obra, materiales y equipo.

5.2.1 Elementos que integran un catálogo de conceptos.

CLAVE.

Se utiliza principalmente para que diferentes personas en distintos lugares se refieran al mismo concepto sin describirlo a detalle, la clave es completamente aleatoria y se utiliza solo para control en la edificación en cuestión, actualmente en los paquetes de computo que se utilizan para obtener precios unitarios y costos de obra se utiliza la clave en la base de datos para que al hacer un presupuesto a través de la clave se nos presente la descripción del concepto en cuestión junto con su costo a la fecha.

DESCRIPCIÓN DEL CONCEPTO.

Evidentemente es lo que nos va a indicar el trabajo en cuestión, pero la descripción debe de ser lo mas detallada posible para evitar confusiones y uniformizar criterios en el costo del concepto, esto es, si la obra se va a concursar y el concepto es el mismo para todos dependerá solo del constructor ofrecer el mejor precio en iguales circunstancias.

La descripción debe mencionar todos los alcances que tiene el trabajo, si queremos que se limpie el área antes o después, si es necesario rentar andamios, la carga y el acarreo del material hasta el sitio indicado, el modelo específico de algún mueble de baño, las características de la pasta o la pintura que se colocará, la marca del cable en la instalación eléctrica, etc. Estos ejemplos nos dan una idea de lo importante que es la descripción del concepto, ya que de esto depende que nos paguen y paguemos el trabajo que realmente se ejecute evitando las confusiones.

UNIDAD.

Es la medida que tendrá la unidad de obra para su pago, esto es, se nos pagará de acuerdo al avance que llevemos en la obra, los kilogramos de acero que se tengan colocados en los elementos estructurales, los metros cuadrados de muros que se tengan hechos, el número de lamparas que estén colocadas y funcionando, etc.

La unidad que se haya escogido debe ser congruente con el trabajo a realizar y la de mayor facilidad al cuantificar el avance, ya que sería difícil por ejemplo cuantificar el acero por longitud o una trabe por lote.

CANTIDAD.

Es la cantidad total de las unidades de obra que se presentarán en el proyecto, y de su correcta cuantificación dependerá la asignación de recursos en cada partida.

COSTO.

Es la cantidad de dinero que el contratante otorgara al contratista por unidad de obra terminada, dentro de este costo incidirán absolutamente todos los elementos que intervengan para realizar el trabajo en cuestión; con respecto a este punto en el inciso siguiente este tema se verá mas detalladamente.

IMPORTE.

Es la cantidad de dinero que costará hacer todo el trabajo requerido de ese concepto, se obtiene de multiplicar el costo por la cantidad de obra.

5.3 Costos y precios unitarios.

El presupuesto para una edificación parte de un catálogo de conceptos similar al que anteriormente se mostró y en el que aparece la unidad y la cantidad para cada concepto, si se añade su precio unitario y ambos se multiplican entre sí se obtiene el importe total de ese concepto; la suma de todos estos productos da el importe total o presupuesto de obra.

En esencia, el análisis de los precios es similar en cualquier tipo de construcción, solo que al emplearse frecuentemente como insumos materiales elaborados en obra y ser reiterativo su uso, se facilita el cálculo de los precios unitarios de los conceptos que los contengan determinando anticipadamente su importe, estos análisis se conocen como costos básicos; algunos ejemplos son los concretos hechos en obra, las cimbras o los morteros que indistintamente se usan en el aplanado de un muro o para pegar tabique recocado.

De forma sucinta se hará el estudio de un precio unitario utilizando diversos costos básicos. El cálculo de estos costos es similar al de los precios, solo que no deben contener indirectos ni utilidad para evitar su duplicidad al incorporarse como insumos en los precios unitarios. Como complemento del análisis del precio unitario, se incluye la determinación del salario real a partir del nominal y la configuración del indirecto en una obra de edificación.

Supóngase que se requiere el precio unitario del concreto para algún elemento de cimentación; por ejemplo una contratrabe. Al calcularlo se incluye el propio concreto con colocación y curado, y la cimbra con su habilitación, colocación y retiro. A partir de aquí se pueden optar por dos caminos para el análisis:

a) Hacer una lista de todos los materiales que servirán de insumos para fabricar el concreto y la cimbra, además de otra con las diversas especialidades de mano de obra, y con todo ello elaborar el precio unitario, que por esta razón resultará largo y posiblemente confuso.

b) Aprovechar los costos básicos de los dos conceptos que como insumos participarán, que son:

- El concreto hecho en obra con la resistencia pedida.
- La cimbra en contratrabes.

Como se puede apreciar, por ambos caminos se debe llegar al mismo resultado, solo que en el segundo se tendrá mas claridad y rapidez.

Resumiendo, para un precio unitario se toma en cuenta:

Precio unitario

Costo Directo

(es decir, todo lo que intervendrá en el costo directamente en la obra)

Costo Indirecto

(Todos los gastos que no se hacen directamente en la obra, se representaran a través de un porcentaje del costo directo).

Materiales.

(todos los que se necesitaran para completar la unidad de obra, incluyendo sus desperdicios)

Mano de obra.

(al salario que se le dará cada semana habrá que añadir todas las prestaciones que le correspondan por ley, así como sus días laborables, este valor se multiplicara por la parte de su tiempo que dedica a realizar el trabajo por unidad de obra)

Equipo.

(Inciden las rentas y las reparaciones del equipo requerido para la realización del trabajo, se cobrara por unidad de tiempo que se ocupe).

Gastos en oficina central y campo.

(Los gastos fijos de la oficina, así como nominas de los trabajadores que ahí laboran y los ingenieros que permanecen en la obra).

Fianzas y seguros.

(Los gastos que provocarán estos tramites para la ejecución y protección de la obra).

Financiamiento.

(El valor del dinero que la contratista cobra al contratante por este servicio).

Utilidad.

(La que la contratista pretenda al realizar la ejecución del proyecto).

Ahora bien, ya expuestos los elementos que integran un precio unitario, debemos de entender perfectamente ciertos conceptos que nos ayudarán para armar un costo de manera rápida y eficaz. Dentro de éstos, un elemento muy importante es el factor de salario real, ya que si tenemos un error en su cálculo, éste repercutirá en toda la obra acarreando fuertes pérdidas monetarias.

Cálculo del factor de salario real.

Incremento por prestaciones de la ley federal del trabajo:

Días no laborables

Domingos	52
Festivos obligatorios	7
Festivos tradicionales	6
Vacaciones	6
Enfermedad	3
total	74

Prestaciones

Aguinaldo	15
Prima vacacional	1.5
total	16.5

Días pagados no laborados

$$74+16.5=90.5$$

Días efectivos laborados

$$365-74=291$$

Factor por LFT

$$(90.5/291) \times 100 = 31.1\%$$

Cálculo del incremento de salario nominal a real.

Por cuota del IMSS:

	Patrón
Enfermedad y maternidad	13.90%
SBC	7%
Retiro en edad avanzada y vejez	3.15%
Invalidez y vida	1.75%
Riesgos de trabajo.	8.7496%
Guardería	1%
Suma	35.5496%

Salario base mayor al mínimo	100
Incremento LFT 31.10%	31.1
	<hr/>
suma	131.1
Por cuota IMSS 35.5496%	46.60
Por educación 1%	1.31
Por impuesto DDF 2%	2.62
Por INFONAVIT 5%	6.56
Sar 2%	2.62
	<hr/>
Costo de salario mayor al mínimo	190.81

Para el cálculo de precios unitarios, es conveniente manejar cuadrillas, denominación con la que se conoce a un grupo de trabajadores que desarrollan una actividad específica. El importe de cada una de estas cuadrillas está en función de los salarios vigentes en el mercado laboral, que son multiplicados por el factor de salario real que les corresponda. Algunas de las cuadrillas más comunes en edificación integradas de acuerdo con los trabajos que desarrollarán, son:

- Oficial albañil con ayudante.
- Azulejero con ayudante.
- Carpintero con ayudante.
- Electricista con ayudante.
- Operador de equipo.
- Pintor.
- Plomero con ayudante.
- Soldador con ayudante.
- Yesero.
- Cabo de primera con 5 peones.

COSTO HORARIO.

En muchas ocasiones, al realizar un precio unitario, nos damos cuenta que tenemos que utilizar cierto equipo para la realización del trabajo y debemos incluir el uso de éste en nuestro costo. El criterio más usual es hacerlo a través de lo que cuesta ese equipo por hora, que multiplicado por su rendimiento nos dará la incidencia que tiene en el precio por unidad de obra.

El costo que tenga dependerá de los siguientes cargos:

1. Cargos fijos.
2. Cargo por consumo.
3. Cargo por operación.

Cargos Fijos.

Estos son los cargos que son inherentes a la adquisición de la maquinaria en cuestión, y son:

- Cargo por seguros.
- Cargo por inversión.
- Cargo por mantenimiento.
- Cargo por depreciación

CARGO POR SEGUROS.

Este cargo se entiende como el necesario para cubrir los riesgos a que esta sujeta la maquinaria de construcción durante su vida y por accidentes que sufra. Este cargo existe tanto en el caso de que la maquinaria se asegure con compañía de seguros, como en el caso de que la empresa constructora decida hacer frente a sus propios recursos, a los posibles riesgos de la maquinaria.

Este cargo esta representado por:

$$S = \left[\frac{Va + Vr}{2Ha} \right] s$$

Donde:

S.- Cargo por seguros por hora efectiva de trabajo.

Va.- Valor inicial de la maquina.

Vr.- Valor de rescate de la máquina.

CARGO POR INVERSIÓN.

Este cargo es el que incide en el costo de la maquinaria, para cubrir el financiamiento que se utilizo para adquirir la misma.

Este cargo esta representado por:

$$I = \frac{Va + Vr}{2} \left(\frac{1}{Ha} \right) i$$

Donde:

I.- Cargo por inversión.

Va.- Valor de adquisición.

Vr.- Valor de rescate.

Ha.- Horas efectivas de trabajo al año.

i.- tasa de interés.

CARGO POR MANTENIMIENTO.

Son los originados por todas las erogaciones necesarias para conservar la maquinaria en buenas condiciones, a efecto que se trabaje con rendimiento normal durante su vida económica. En este punto se consideran todos los gastos necesarios para efectuar reparaciones a la maquina en talleres especializados o aquellas que puedan realizarse en campo, empleando personal calificado.

Esta representada por la ecuación:

$$M = QD$$

Donde:

M.- Cargo por mantenimiento mayor por hora de trabajo efectiva.

Q.- Representa un coeficiente de mantenimiento. Se calcula con base en experiencias estadísticas, varia para cada tipo de maquina y las distancias características del trabajo.

D.- Representa la depreciación de la maquina.

CARGO POR DEPRECIACIÓN.

Es el cargo necesario para cubrir los gastos debido a la depreciación del equipo, y es representado por:

$$D = \frac{Va - Vr}{Ve}$$

Donde:

D.- Cargo por depreciación.

Va.- Valor de adquisición del equipo.

Vr.- Valor de rescate.

Ve.- Vida económica (lapso de tiempo en el que el equipo nos brinda un trabajo eficiente, oportuno y económico).

CARGOS POR CONSUMOS.

Las maquinas empleadas en la construcción de las obras generalmente son accionadas por motores de combustión interna, bien sean diesel o gasolina

El consumo de combustible de una maquina de combustión interna es proporcional a la potencia desarrollada por la misma. Toda maquina al operar en condiciones normales, necesita un porcentaje de su potencia nominal total, lo cual se expresa aplicando a la potencia nominal, máxima o intermitente un coeficiente llamado factor de operación.

La altura con respecto al nivel del mar, las variaciones de temperatura y las diversas condiciones climáticas ejercen influencias adversas sobre el consumo de combustible, ya que disminuyen la potencia del motor, pero esta disminución se considera involucrada para efecto de calculo en el factor de operación.

Los cargos por consumos son los que se derivan de las erogaciones que resulten por el uso de:

- Combustible.
- Otras fuentes de energía.
- Lubricantes.
- Llantas.
- Tren de rodaje.
- Elementos especiales de desgaste.

Cargo por consumo de combustible.

Es derivado de todas las erogaciones originadas por los consumos de gasolina o diesel para que los motores produzcan la energía que utilizan al desarrollar el trabajo.

Este representado por:

$$E = e Pe$$

Donde:

E.- Cargo por consumo de combustibles, por hora efectiva.

e.- Representa la cantidad de combustible necesaria, por hora efectiva, para alimentar los motores de las maquinas. Se determina en función de la potencia del motor, del factor de operación de la maquina y de un coeficiente determinado por la experiencia, que variara de acuerdo con el combustible que se utilice.

Pe.- Representa el precio del combustible que consume la maquina.

Para maquinaria de construcción dotada de motores de combustión interna, por procedimientos esencialmente estadísticos se ha determinado que tienen los siguientes consumos promedios de combustible, por cada hora de operación y referidos al nivel del mar:

Motores de gasolina: 0.24 litros por H.P. op/hora.

Motores diesel: 0.24 litros por H.P. op/hora.

Cargo de consumo de otras fuentes de energía.

Es el derivado de las erogaciones originadas por los consumos de energía eléctrica o de energéticos diferentes de los combustibles señalados anteriormente y representa el costo que tenga la energía consumida en la unidad de tiempo considerada.

El consumo de energía de un motor eléctrico depende fundamentalmente de su eficiencia para convertir la energía eléctrica en energía mecánica. La ecuación que nos ayuda a determinar el costo de estos consumos es:

$$Ec = N \times Em \times Pe$$

Donde:

Ec.- Es la energía consumida.

N.- Es la eficiencia del motor.

Em.- Es la energía mecánica utilizable.

Pe.- Es el precio de la unidad de energía eléctrica suministrada.

En la practica nos encontramos con la dificultad de que los fabricantes de motores eléctricos proporcionan la potencia nominal en caballos de fuerza (H.P), pero la compañía suministradora de energía eléctrica la vende en kilowatt-hora, para obtener el consumo horario de energía de un motor eléctrico, utilizaremos la siguiente formula:

$$Ec = 0.653 H.P. \times Pe$$

Donde:

Ec.- Es la energía eléctrica consumida en KWH.

H.P.- Potencia nominal de H.P.

Pe.- Representa el precio de kilowatt hora puesto en la maquina.

Cargo por consumo de lubricantes.

Es el derivado de las erogaciones originadas por los consumos y cambios periódicos de aceites al Carter, transmisiones, controles hidráulicos, filtros, grasa, etc.

$$L = a \times Pl$$

Donde:

L.- Es el cargo por consumo de lubricantes por hora efectiva de trabajo.

Pl.- Representa el precio de lubricante puesto en la maquina.

a.- Consumo de lubricante necesario por hora efectiva, esto se define como:

$$a = \frac{c}{t} + 0.0035HP_{op.}$$

Donde:

c.- capacidad del carter.

t.- tiempo entre cambios de aceite.

Hp_{op.}- Potencia de operación.

Cargo por consumo de llantas.

Las llantas del equipo de construcción, al igual que el propio equipo, sufren demérito derivado de su uso, por lo que es necesario, a parte de repararlas y renovarlas, reemplazarlas cuando ha llegado el fin del periodo de vida económica.

Para llantas de equipo de construcción, que generalmente trabajan en caminos que presentan condiciones muy severas y adversas, resulta práctico expresar su vida económica en horas de trabajo.

Se considera este cargo solo para aquella maquinaria en la cual, al calcular su depreciación, se haya reducido al valor de las llantas del valor inicial de las mismas.

Este cargo esta representado por:

$$Ll = \frac{VLI}{Hv}$$

Donde:

Ll.- Representa el cargo por consumo de llantas, por hora efectiva de trabajo.

VLI.- Representa el valor de adquisición de las llantas, considerando el precio para llantas nuevas de las características indicadas por el fabricante de la maquina.

Hv.- Representa las horas de vida económica de las llantas tomando en cuenta las condiciones de trabajo impuestas a las mismas.

Estudios estadísticos sobre la observación del equipo de construcción pesada en presas, carreteras, canteras y minas, han establecido que la vida económica aproximada de una llanta es del orden de 80,000 kms o 5,000 hrs de operación normal.

Cargo por elementos especiales de desgaste.

Finalmente, el último cargo por consumo es el relativo a piezas sujetas a continuas fuerzas abrasivas, a variaciones súbitas de presión, y cuya vida económica es menor al resto del equipo. Y se calcula mediante la expresión:

$$Pe = \frac{Vp}{Hr}$$

Donde:

Pe.- Costo de piezas de desgaste rápido, por hora efectiva de operación.

Vp.- Valor de adquisición de piezas especiales de desgaste rápido (costo).

Hr.- Horas de vida económica de las piezas especiales de desgaste rápido (duración).

Para tener en cuenta este cargo se debe considerar que no haya sido incluido en los cargos fijos, y que las piezas especiales están sujetas a condiciones severas de trabajo que producen un deterioro superior al normal, como pudiera ser, cuchillas y gavilanes de la hoja de un tractor que continuamente estuviera trabajando en roca o casquillos de un desgarrador en condiciones semejantes.

Cargo por operación.

Es el que deriva de las erogaciones que hace el contratista por concepto del pago de salario del personal encargado de la operación de la maquina, por hora efectiva de trabajo. Este cargo esta representado por:

$$O = \frac{SR}{H}$$

Donde:

O.- Cargo por operación del equipo por hora efectiva de trabajo.

SR.- Representa los salarios por turno del personal necesario para operar la maquina, los salarios deben comprender: salario base, cuotas patronales por seguro social, impuesto sobre remuneraciones pagadas, días festivos, vacaciones y aguinaldo, o sea el salario real del personal.

H.- Representa las horas efectivas de trabajo que se consideren para la maquina, dentro del turno.

5.3.1 COSTO INDIRECTO.

Es la suma de gastos técnico-administrativos necesarios para la correcta realización de cualquier proceso constructivo, se compone de dos rubros principalmente: costo indirecto de operación y costo indirecto de obra.

Costos indirectos de operación.

- Gastos técnicos y administrativos.- son aquellos que representan la estructura ejecutiva, técnica, administrativa de una empresa tales como: honorarios, sueldos de ejecutivos, consultores, auditores, contadores, técnicos, secretarias, choferes, etc.
- Alquileres y depreciaciones.- son aquellos gastos por concepto de bienes, inmuebles y servicios necesarios para el buen desempeño de las funciones ejecutivas, técnicas y administrativas de una empresa, tales como: renta de oficinas y almacenes, servicios de teléfono, luz eléctrica, correos y telégrafos.
- Obligaciones y seguros.- son aquellos gastos obligatorios para la operación de la empresa y convenientes para la disolución de riesgos a través de seguros que impidan una súbita descapitalización por siniestros. Entre estos podemos mencionar: inscripción a la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, seguros de vida, de accidentes, automóvil, camionetas, de robo, etc.
- Materiales de consumo.- son aquellos gastos en artículos de consumo, necesarios para el funcionamiento de la empresa tales como: combustibles y lubricantes de automóviles y camionetas al servicio de la oficina central, gastos de papelería impresa, artículos de oficina, copias heliográficas y xerográficas.
- Capacitación y promoción.- desgraciadamente en la mayoría de los casos no se tienen en cuenta estos gastos, pero estos deberían ser: cursos a obreros y empleados, cursos y gastos de congresos a funcionarios, gastos de actividades deportivas, de celebraciones de oficinas, honorarios extraordinarios, etc.

Costos indirectos de obra.

Cargos de campo. sus gastos se pueden agrupar en cinco diferentes rubros:

- Gastos técnicos y administrativos.- son aquellos que representan la estructura ejecutiva, técnica, administrativa y de staff en una obra, tales como: honorarios, sueldos y viáticos de jefes de obra, residentes, ayudantes, topógrafos, laboratoristas, etc.
- Traslado de personal.- son gastos para obras foráneas por concepto de traslados de personal técnico y administrativo, de su lugar de residencia permanente a la obra y viceversa.
- Comunicaciones y fletes.- son los gastos que tienen por objeto establecer un vínculo constante entre la oficina central y la obra, como pueden ser: gastos de teléfono local, larga distancia, celulares, radios, transporte de equipo, etc.
- Construcciones provisionales.- para proteger los intereses del cliente y de la empresa constructora, así como también para mejorar la productividad de la obra, se hacen necesarios gastos de instalaciones provisionales, como: cerca perimetral y puertas, casetas de veladores, oficinas, bodegas cubiertas, etc.
- Consumos varios.- en la etapa constructiva, se requieren en mayor o menor medida energéticos, equipos especiales y requerimientos locales, como: consumos eléctricos, de agua, de fotografía, de papelería, etc.

Imprevistos de construcción.

- Imprevistos de construcción.- son aquellos que reflejarán: periodos de lluvia, continuación de la inflación, faltantes al proyecto, cambios a éste, suspensiones de obra, insolvencia del cliente, omisión de conceptos en el presupuesto, etc.

Financiamiento, utilidad y fianzas.

- Financiamiento.- antes y durante los trabajos de construcción, se efectúan fuertes erogaciones, es decir, cuando se excava el primer metro cúbico se ha hecho ya, una erogación considerable. La estricta vigilancia y supervisión de las inversiones en las obras, es también un requerimiento indispensable que obliga a esperar un lapso para cobrar la obra ejecutada, lo que convierte a la empresa en un financiero a corto plazo que forzosamente devenga intereses.
- Utilidad.- es el objeto y la razón de toda obra ejecutada, hay que pensar que una sociedad en progreso, es aquella, en la cual, la mayoría de sus empresas de producción, generan utilidades.
- Fianzas.- el incumplimiento de las condiciones de un contrato implica un riesgo que la parte contratante evita por medio de fianzas y siendo esta una erogación para la parte contratista, deben ser elementos del costo. La valuación de este cargo dependerá de las condiciones específicas y los requerimientos de la parte contratante.

La forma de obtener el porcentaje que representarán nuestros costos indirectos en el costo de la obra es el siguiente:

$$\text{INDIRECTOS (\%)} = (\text{VALOR DE LA OBRA A COSTO DIRECTO}) / (\text{LOS GASTOS INDIRECTOS})$$

Este porcentaje lo añadiremos a nuestros costos directos por unidad de obra y así obtendremos nuestros precios unitarios.

EJEMPLO PARA EL CÁLCULO DE PRECIOS UNITARIOS.

Escogeremos el precio en un castillo de sección de 15x15cm, armado con 4 varillas del #3 y estribos de alambro del #2 a cada 20cm, que se cobrara por metro lineal. Su análisis lo consideramos importante porque con este ejemplo se mostraran los inconvenientes más representativos para cualquier otro análisis de precio unitario.

Castillo de 15x15 de sección con concreto $f'c=150\text{kg/cm}^2$ armado con 4 vs #3 y estribos #2 a cada 20cm incluye armado, colado y cimbrado.

Costo basico de concreto hecho en obra $f'c=150\text{ kg/cm}^2$ unidad:m3

concepto	unidad	cantidad	costo	importe
Materiales				
Cemento gns	kg	290.00	\$0.94	\$272.60
Arena	m3	0.54	\$65.00	\$35.10
Grava	m3	0.65	\$110.00	\$71.50
Agua	m3	0.24	\$27.50	\$6.60
Suma				\$385.80

*Las cantidades se obtienen del diseño previo de la dosificación

Mano de obra				
Oficial y 3 peones	jor	0.083	\$ 704.21	\$ 58.45

Equipo y herramienta				
Revolvedora	hr	0.67	\$ 25.00	\$ 16.75
Herramienta	%	0.03	\$ -	\$ -
Suma				\$ 16.75

Rendimiento de la revolovedora $1/(12\text{m}^3/8\text{h})=0.67\text{h/m}^3$
Herramienta se toma normalmente el 3% de la mano de obra

Costo básico por m3 \$ 402.55

Costo Básico de la cimbra para castillos unidad:m2

Se calcula la cimbra para un metro lineal de castillo de 15cm de ancho y cimbrado por ambas caras, despues se divide entre el area de contacto con el concreto y se obtiene la superficie útil

concepto	unidad	cantidad	costo	importe
Materiales				
Duela 1"x4"	pt	0.94	\$3.00	\$2.82
Barrote 1 1/2"x3"	pt	0.31	\$3.00	\$0.93
Alambre Recocido	kg	0.04	\$4.35	\$0.17
Clavo 1 1/2"	kg	0.02	\$8.00	\$0.12
Suma				\$4.04

Pie tablón es una unidad inglesa para medir la madera y equivale a 1"x1"x1"

$1"x1"x1" = 1"x1"x12" \times 0.305\text{m} = 1"x1"x3.66\text{m}$
cuyo factor es $1/(3.66\text{m}^2\text{PT})=0.2732\text{PT/m}$

Cantidad de duela necesana (2costados x piezas)
 $2 \times 3 \times 1" \times 4" \times 1.00\text{m} \times 0.2732\text{PT/m} / 7\text{ usos} = 0.94\text{PT}$

Mano de obra				
Carpintero+ayudante	jor	0.083	\$ 355.00	\$ 29.47

Cantidad de barrote (Con separacion de 40cm)

$(2.40\text{m}/0.40\text{m}) + 1 / 2.40\text{m} = 2.9\text{ piezas/ml}$

$(2\text{costados} \times 2.9\text{pzcas} \times 1.5" \times 3" \times 0.30\text{m} \times 0.2732\text{PT/m} / 7\text{ usos}) = 0.31\text{PT}$

Equipo y herramienta				
Herramienta	%	0.03	\$ 29.47	\$ 0.88
Suma				\$ 0.88

Costo Básico por ml y 15cm de ancho \$ 34.39

Costo básico por metro cuadrado de cimbra: $0.30 \times 1\text{m} \times 2\text{costados} = 0.60\text{m}^2$
 $\$34.39/0.60 = \57.31

Costo horario de una revoladora para un saco de cemento						
Cargos fijos.					\$/hr	
Depreciación	\$	Va 7,000.00	Vr (10%) \$ 700.00	Ve 6,000	\$1.05	
Inversión	\$	Va 7,000.00	Vr 700.00	Ha 1,800	i 25%	\$0.53
Seguros	\$	Va 7,000.00	Vr 700.00	Ha 1,800	s 3%	\$0.06
Mantenimiento		Q 0.9	D \$ 1.05			\$0.95
Total de cargos fijos					\$2.59	

Cargos por consumo					\$/hr	
Combustible		e = (0.24 HP)x Fo 0.1536	Pc \$ 4.00		\$0.61	
Lubricantes		c 2	t 75.00	HP 8.00	pl \$13.10	\$3.49
total de cargos por consumo					\$4.11	

Cargos por operación					\$/hr
Operación	\$	salario nom. X FR 174.43	hr /dia 7.00	hr efectivas 3.00	\$ 8.31
total de cargos por operación					\$ 8.31

costo horario de revoladora	\$ 15.00
------------------------------------	-----------------

Análisis de precio unitario de un castillo

unidad: ml

concepto	unidad	cantidad	costo	importe
Materiales				
Concreto f' c=150kg/cm2	m3	0.023	\$402.55	\$9.26
Acero de refuerzo#3	kg	2.33	\$3.73	\$8.69
Alambros #2	kg	0.753	\$4.35	\$3.28
Alambre Recocido	kg	0.34	\$6.00	\$2.04
Cimbra en castillos	m2	0.50	\$57.31	\$28.66
Suma				\$51.92

Volumen de concreto = 0.15x0.18x1.05ml=0.023m3
 A ve de 1.05m = 4.20m x 0.957kg/m = 2.33kg
 longitud del estribo=sección anterior del castillo = 0.80m x 5pasas/m = 0.8m x 0.261kg/m=0.753kg
 Se consideran 5cm a cada lado del castillo
 A= 2 costados x 25m = 0.50m2/m

Mano de obra.				
Albañil+ayudante	por	0.10	\$ 355.00	\$ 35.50

Equipo y herramienta				
Vibrador	hr	0.16	\$ 15.00	\$ 2.40
Herramienta	%	0.03	\$51.92	\$ 1.56
Suma				\$ 3.96

Costo Directo por ml	\$ 91.39
-----------------------------	-----------------

Indirecto + Utilidad 30%	\$ 27.41
---------------------------------	-----------------

5.4 PRESUPUESTO.

Una vez terminados los precios de cada concepto y afectados por el porcentaje de indirectos, tenemos el precio unitario que multiplicados por sus respectivas cantidades nos dará el importe por partidas y el total de la obra, este presupuesto debe de ir acompañado de diversos documentos para entregarlo al responsable en cuestión, que puede ser el propietario del futuro inmueble o una empresa de supervisión previamente contratada por esta persona, estos documentos pueden ser:

- Carta conteniendo la propuesta financiera.
- Presupuesto por partidas y presupuesto total de la obra.
- Análisis de precios unitarios.
- Relación de cuadrillas utilizadas.
- Tarjetas de costo horario del equipo a utilizar.
- Análisis del porcentaje de indirectos.
- Cálculo del factor de salario real.
- Explosión de insumos de la obra.
- Curriculum de la empresa constructora.
- Curriculum de la persona que podría ser responsable en obra (en caso de ser otorgado el contrato).

Es de notar que muchas veces el presupuesto más económico no es al que se le otorga el contrato, esto se debe a que otro factor que influye en la toma de decisiones es el tiempo de ejecución de la obra, así, la mejor propuesta será la que combine el mejor costo con la construcción mas rápida.

5.5 PROGRAMA DE EJECUCIÓN.

La actual facilidad que tienen los constructores de disponer de softwares especializados en el manejo de obras, con los cuales se pueden formular presupuestos, administrar procesos y controlar tiempos de ejecución, permite disponer de una poderosa herramienta que sin embargo, no será plenamente aprovechada si quien la opera no es capaz de obtener de ella su rendimiento optimo.

PROGRAMACIÓN POR RUTA CRÍTICA.

La gran mayoría de los programas de control de tiempos para ejecución de obras utilizan como procedimiento analítico la ruta crítica, ya que es el mas adecuado por la facilidad y simplicidad con que representa gráfica y analíticamente un proceso de construcción.

Tanto de forma directa como mediante una computadora, la elaboración de un programa de tiempos por la ruta crítica es similar; ambos se desarrollan conforme el siguiente orden:

a) Se seleccionan las actividades rectoras del proceso constructivo, se entienden como tales aquellas que son imprescindibles para representar la secuencia que seguirá la obra; las otras actividades se tomarán como supeditadas a las primeras y probablemente ni siquiera se incorporen en el programa; en cambio, las rectoras con frecuencia incluso se subdividen para representar con mayor precisión un orden.

b) Se determina para cada actividad cuáles son precedentes y cual o cuales seguirán a su terminación. Para ello es conveniente utilizar una matriz de precedencias que permita visualizar en una tabla estas relaciones.

c) Se elaborará un diagrama de flujo que respete la anterior interrelación de las diversas actividades.

d) Se determinan los tiempos de ejecución para cada actividad en función del rendimiento esperado por cuadrilla o por equipo, y del número que de cada uno se puede disponer.

e) Se obtienen las fechas de inicio y terminación de cada actividad en particular y de todo el proceso en general.

f) Se verifica que el tiempo de duración del proceso total sea igual o menor que el requerido. Es importante recordar que los plazos contractuales están en días calendario y la ruta crítica está en días efectivos, por lo que hay que buscar una relación entre ambos.

g) Si la duración del proceso expresado en días calendario es mayor que el comprendido para entregar la obra, habrá que reducir el tiempo total.

REDUCCIÓN DE TIEMPOS.

Cuando el tiempo obtenido en la programación es superior al deseado, habrá que reducirlo de una manera lógica, esto es, haciéndolo en lo indispensable y con el mínimo incremento económico. Dado que al hacer un presupuesto se toma el proceso constructivo ideal, que corresponde a las suposiciones más favorables y que generan los mejores precios, cualquier modificación a ese procedimiento repercutirá en un incremento del presupuesto. La secuencia para reducir la duración de una obra con el menor aumento en su costo es el siguiente:

- Se estudia una reducción en la duración de las actividades que conforman la ruta crítica, ya que la reducción del plazo de terminación de la obra estará exclusivamente en función del tiempo que se logre de ellas.
- Se calcula para las actividades que son susceptibles de reducir tomando en cuenta el incremento que sufrirá su costo.
- Se divide el incremento del costo que tendrá cada actividad entre el número de días en que se reducirá; el cociente corresponderá al incremento por día de reducción.
- Se seleccionan aquellas actividades que resulten con menor cociente y serán las primeras en comprimir su duración, de esta manera el incremento total al valor de la obra corresponderá a la suma menor.
- Se verifica que la ruta crítica no ha cambiado su trayectoria al reducir el tiempo de alguna de las actividades que la componen, ya que es común que salte a otra rama, esto es, algunas actividades que eran críticas dejan de serlo y otras pasan a tener esta característica.
- Si el nuevo tiempo del proceso todavía es excesivo, se hacen nuevas aproximaciones similares a la antes expuesta hasta obtener el tiempo de terminación deseado.

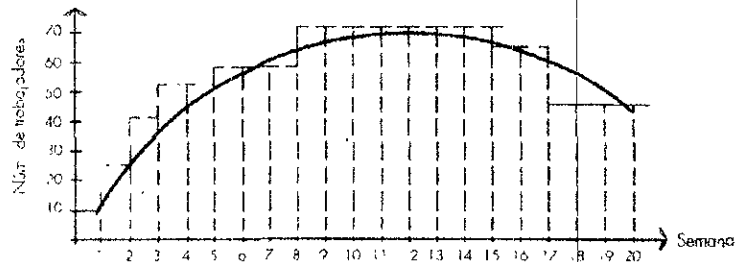
TIEMPOS Y HOLGURAS.

- Se calculan las holguras totales y las libres para cada actividad y para cada rama, así como sus tiempos de inicio y terminación.
- Se elabora una tabla con toda la información y se anexa el programa en gráfica de Gantt.

ASIGNACIÓN DE RECURSOS.

Es deseable racionalizar el uso de los recursos; esto significa buscar su empleo adecuado, oportuno y homogéneo en cantidad, evitar variaciones abruptas en la demanda de mano de obra o del equipo en lapsos pequeños. En edificación, utilizar de 50 a 100 trabajadores durante dos semanas y en la tercera requerir solo 60, es impráctico y frecuentemente imposible. Para evitar situaciones similares conviene distribuir los recursos de manera que sus variaciones sean leves entre dos lapsos consecutivos; esto es lo que se denomina normalización de los recursos y se logra disponiendo de aquellas holguras que permitan, sin afectar la fecha de terminación de la obra, mover el inicio de una actividad hasta que la demanda de la mayoría de los insumos sufra tan pequeñas variaciones que su consumo se apegue a una curva continua. Para llevar a cabo este proceso se recomienda:

- Seleccionar los recursos que se desea normalizar. Generalmente los económicos, los de mano de obra y equipo; rara vez son los materiales.
- Dar preferencia al recurso más importante y mediante el aprovechamiento de holguras de los conceptos que la contienen, desplazar su fecha de iniciación hasta normalizar el empleo de ese recurso; después se hace lo mismo con el siguiente en importancia y así sucesivamente.
- Verificar el resultado obtenido trazando una curva en un sistema coordenado donde la ordenada representará el recurso, y la abscisa el tiempo que dure la obra; si se logra una adecuada distribución, la curva será continua.

*PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.*

Los resultados obtenidos se muestran de manera que sea fácil su control. Se recomienda hacer una gráfica de barras, también llamada de Gantt, con las principales actividades, en correspondencia con una tabla que contenga tanto los días calendario como los días efectivos. Para cada actividad se tendrá en paralelo una línea para la duración programada y otra para registrar la real, de acuerdo con la manera como se ejecuto o está ejecutando; se completa la información con el avance actual expresado en porcentajes.

- Se hacen gráficas o tablas para la utilización de los principales.
- Se hace un diagrama de barras por partidas.
- Se elabora la gráfica de avance/tiempo por partidas.

5.5.1 EJEMPLO DE PROGRAMACIÓN DE OBRA, "RETORNO JULIETA".

Para facilitar la comprensión de este tema, se tomara como ejemplo el programa de obra utilizado en nuestro caso particular "Retorno Julieta", en el ejemplo solo se tomo la partida de estructura, dejando claro que el mismo procedimiento que se utilice se puede extrapolar a todas las partidas que conforman la obra.

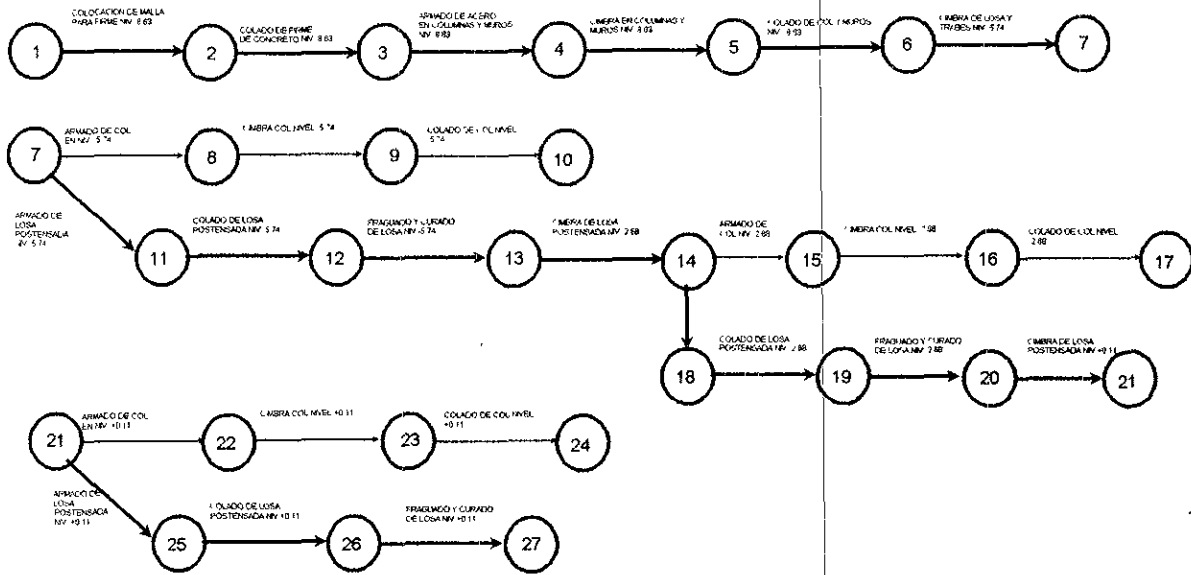
Primero se seleccionarán las actividades rectoras del proceso constructivo escogido. Como se indico anteriormente, no se toman todas las actividades, dado que muchas de ellas están sujetas en su ejecución a las anteriores, mediante el menor numero de actividades se simplifica el calculo. En cambio algunas de las seleccionadas se subdividieron para que el programa reflejara la realidad; un ejemplo es la cimbra de las losas postensadas y con ellas las que están supeditadas.

Posteriormente se realizó la tabla de secuencias, aquí se señala cuales son las actividades simultaneas, inmediatas anteriores e inmediatas posteriores , quedando como sigue:

MATRIZ DE ACTIVIDADES ANTERIORES																											
CLAVE	CONCEPTO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
1	COLOCACION DE MALLA EN FIRME DE CONCRETO NIV -8.63	0																									
2	COLADO DE FIRME DE CONCRETO NIV -8.63	X																									
3	ARMADO DE ACERO EN COLUMNAS, MUROS Y TRABES NIV -8.63		X																								
4	CIMBRA EN COLUMNAS, MUROS Y TRABES NIV -8.63			X																							
5	COLADO DE COLUMNAS VIGAS Y TRABES NIV -8.63				X																						
6	CIMBRA DE LOSA EN NIVEL NIV -5.74					X																					
7	ARMADO DE ACERO DE COLUMNAS Y TRABES NIV -5.74						X																				
8	ARMADO DE ACERO Y COLOCACION DE TORONES EN LOSA NIV -5.74							X																			
9	CIMBRA EN COLUMNAS Y TRABES NIV -5.74								X																		
10	COLADO DE COLUMNAS Y TRABES NIV -5.74									X																	
11	COLADO DE LOSA POSTENSADA NIV -5.74										X																
12	FRAGUADO LOSA POSTENSADA NIV -5.74											X															
13	CIMBRA DE LOSA EN NIVEL NIV -2.68												X														
14	ARMADO DE ACERO DE COLUMNAS Y TRABES NIV -2.68													X													
15	ARMADO DE ACERO Y COLOCACION DE TORONES EN LOSA NIV -2.68														X												
16	CIMBRA EN COLUMNAS Y TRABES NIV -2.68															X											
17	COLADO DE COLUMNAS Y TRABES NIV -2.68																X										
18	COLADO DE LOSA POSTENSADA NIV -2.68																	X									
19	FRAGUADO LOSA POSTENSADA NIV -2.68																		X								
20	CIMBRA DE LOSA EN NIVEL NIV +0.11																			X							
21	ARMADO DE ACERO DE COLUMNAS Y TRABES NIV +0.11																				X						
22	ARMADO DE ACERO Y COLOCACION DE TORONES EN LOSA NIV+0.11																					X					
23	CIMBRA EN COLUMNAS Y TRABES NIV +0.11																						X				
24	COLADO DE COLUMNAS Y TRABES NIV +0.11																							X			
25	COLADO DE LOSA POSTENSADA NIV +0.11																								X		
26	FRAGUADO Y CURADO DE LOSA POSTENSADA NIV +0.11																									X	

De acuerdo con la matriz de secuencias se hizo el diagrama de flujo, sin asignarle aun los tiempos de ejecución.

DIAGRAMA DE FLUJO DE LA PARTIDA DE ESTRUCTURA "RETORNO JULIETA".

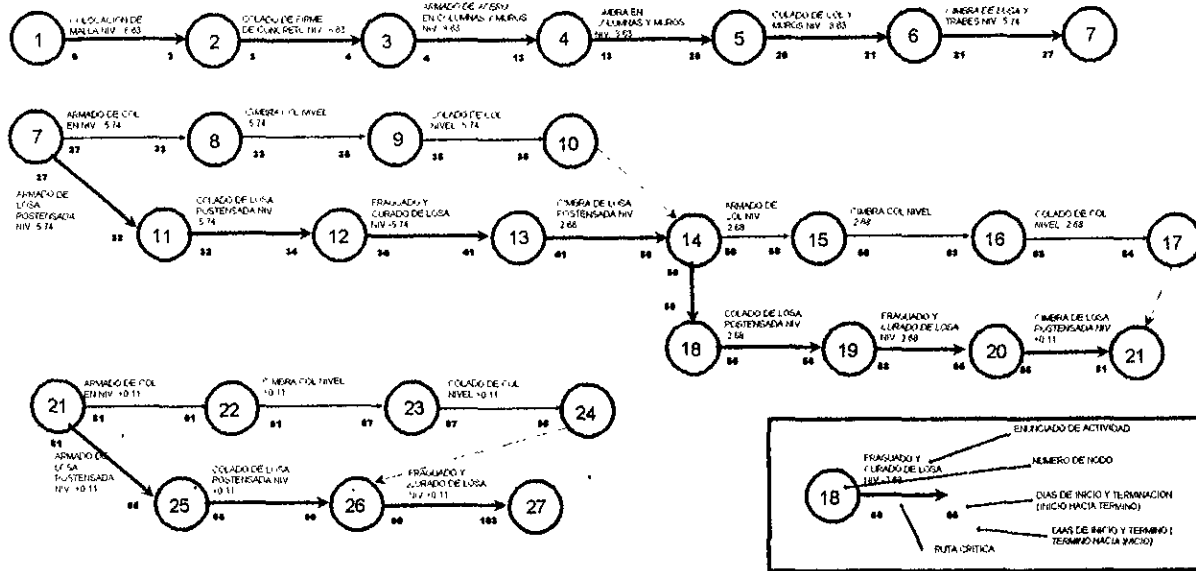


Con los rendimientos considerados en los análisis de precios unitarios se obtuvieron los rendimientos diarios por cuadrilla, y con base en ellos se determino la duración de cada actividad.

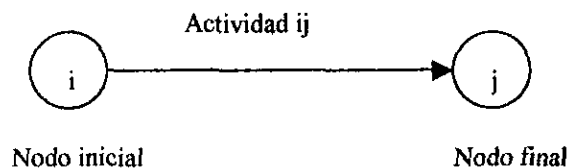
CLAVE	CONCEPTO	unidad	cantidad	cuadrillas					
				numero	integracion	rendimiento	cantidad	avance diario	duracion en días
1	COLOCACION DE MALLA EN FIRME DE CONCRETO NIV -8.63	m2	104.03	2	fierr + ayud	55	1	55	3
2	COLADO DE FIRME DE CONCRETO NIV -8.63	m3	17.22	1	cabo + 8p	15	1	15	1
3	ARMADO DE ACERO EN COLUMNAS MUROS Y TRABES NIV -8.63	kg	3430.00	2	fierr + ayud	400	1	400	8
4	CIMBRA EN COLUMNAS, MUROS NIV -8.63	m2	106.81	3	carp + ayud	15	1	15	7
5	COLADO DE COLUMNAS MUROS NIV -8.63	m3	10.31	1	cabo + 8p	15	1	15	1
6	CIMBRA DE LOSA Y TRABES EN NIVEL NIV -5.74	m2	254.24	3	carp + ayud	20	2	40	6
7	ARMADO DE ACERO DE COLUMNAS Y TRABES NIV -5.74	kg	2589.00	2	fierr + ayud	400	1	400	6
8	ARMADO DE ACERO Y COLOCACION DE TORONES EN LOSA NIV -5.74	kg	2083.00	2	fierr + ayud	400	1	400	5
9	CIMBRA EN COLUMNAS NIV -5.74	m2	64.73	3	carp + ayud	15	2	30	2
10	COLADO DE COLUMNAS NIV -5.74	m3	8.98	1	cabo + 8p	15	1	15	1
11	COLADO DE LOSA POSTENSADA Y TRABES NIV -5.74	m3	25.93	1	cabo + 8p	15	1	15	2
12	FRAGUADO Y CURADO DE LOSA POSTENSADA NIV -5.74	op	7	4	peon	1	1	1	7
13	CIMBRA DE LOSA Y TRABES EN NIVEL NIV -2.68	m2	261.87	3	carp + ayud	15	2	30	9
14	ARMADO DE ACERO DE COLUMNAS Y TRABES NIV -2.68	kg	3159.79	2	fierr + ayud	400	1	400	8
15	ARMADO DE ACERO Y COLOCACION DE TORONES EN LOSA NIV -2.68	kg	2545.99	2	fierr + ayud	400	1	400	6
16	CIMBRA EN COLUMNAS NIV -2.68	m2	77.68	3	carp + ayud	15	1	15	5
17	COLADO DE COLUMNAS NIV -2.68	m3	7.28	1	cabo + 8p	15	1	15	1
18	COLADO DE LOSA POSTENSADA NIV -2.68	m3	37.44	1	cabo + 8p	15	1	15	2
19	FRAGUADO Y CURADO DE LOSA POSTENSADA NIV -2.68	op	7	4	peon	1	1	1	7
20	CIMBRA DE LOSA Y TRABES EN NIVEL NIV +0.11	m2	483.32	3	carp + ayud	15	2	30	16
21	ARMADO DE ACERO DE COLUMNAS Y TRABES NIV +0.11	kg	3973.88	2	fierr + ayud	400	1	400	10
22	ARMADO DE ACERO Y COLOCACION DE TORONES EN LOSA NIV +0.11	kg	3723.00	2	fierr + ayud	400	1	400	14
23	CIMBRA EN COLUMNAS NIV +0.11	m2	82.48	3	carp + ayud	15	1	15	6
24	COLADO DE COLUMNAS Y TRABES NIV +0.11	m3	9.10	1	cabo + 8p	15	1	15	1
25	COLADO DE LOSA POSTENSADA NIV +0.11	m3	53.98	1	cabo + 8p	15	1	15	4

Con los tiempos obtenidos en la tabla anterior se calculó el programa. Puesto que la duración fue la adecuada se procedió a realizar el diagrama de flujo para esta manera obtener la ruta crítica definitiva.

DIAGRAMA DE FLUJO Y RUTA CRITICA DE LA PARTIDA DE ESTRUCTURA "RETORNO JULIETA".



Este diagrama se conoce popularmente como "de flechas", debido a que la actividad está representada por éstas.

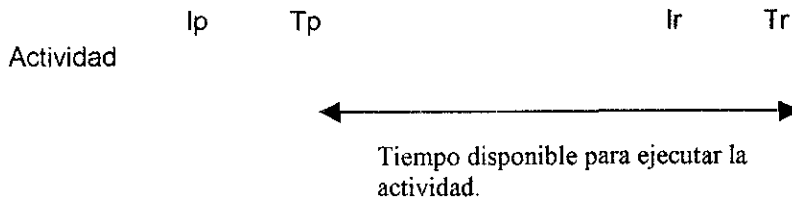


Para representar las duraciones, en el nodo inicial se coloca el día de inicio y en el nodo final se pondrá la fecha de terminación, siendo ésta, resultado de la suma de la fecha de inicio mas la duración de la actividad.

Como mencionamos anteriormente, la ruta crítica nos permite conocer las actividades que definen o determinan la duración de un proceso, es decir, las actividades críticas, ahora bien, existen otras actividades que no son críticas, y para llegar a su clasificación, necesitamos definir:

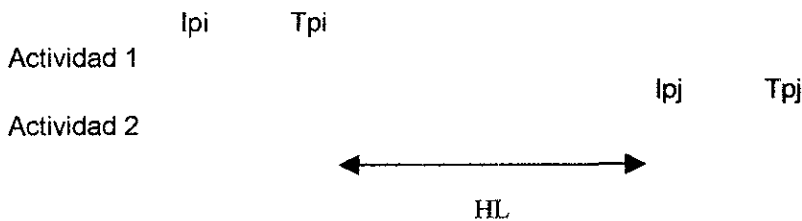
1. **Holgura total.**- es la cantidad de tiempo que se puede retrasar una actividad sin afectar la terminación de un proceso.

Holgura total = Terminación remota - Terminación próxima ó Inicio remoto - Inicio próximo.



2. **Holgura libre.**- es la cantidad de tiempo que se puede retrasar una actividad sin afectar la fecha primera de iniciación de las posteriores.

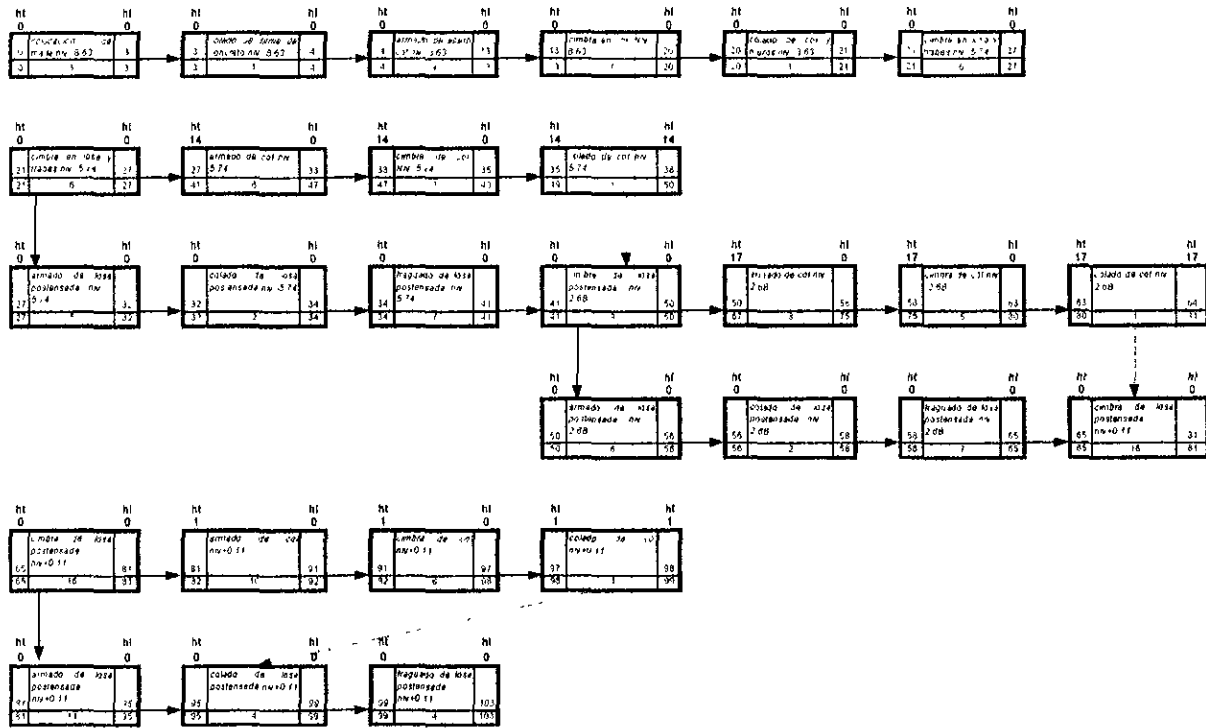
Holgura Libre = Inicio próximo de la actividad siguiente - Terminación próxima de la actividad precedente.



Por consecuencia, ruta crítica, también es una secuencia de actividades, cuya holgura total sea cero.

Para comprobar los resultados anteriores se volverá a hacer el diagrama de flujo y ruta crítica a través del método de nodos, este procedimiento es muy similar al diagrama de flechas solo que la actividad es representada por el nodo, tiene la ventaja que por su estructura se pueden organizar mejor las actividades y podemos obtener información adicional como las holguras totales y libres.

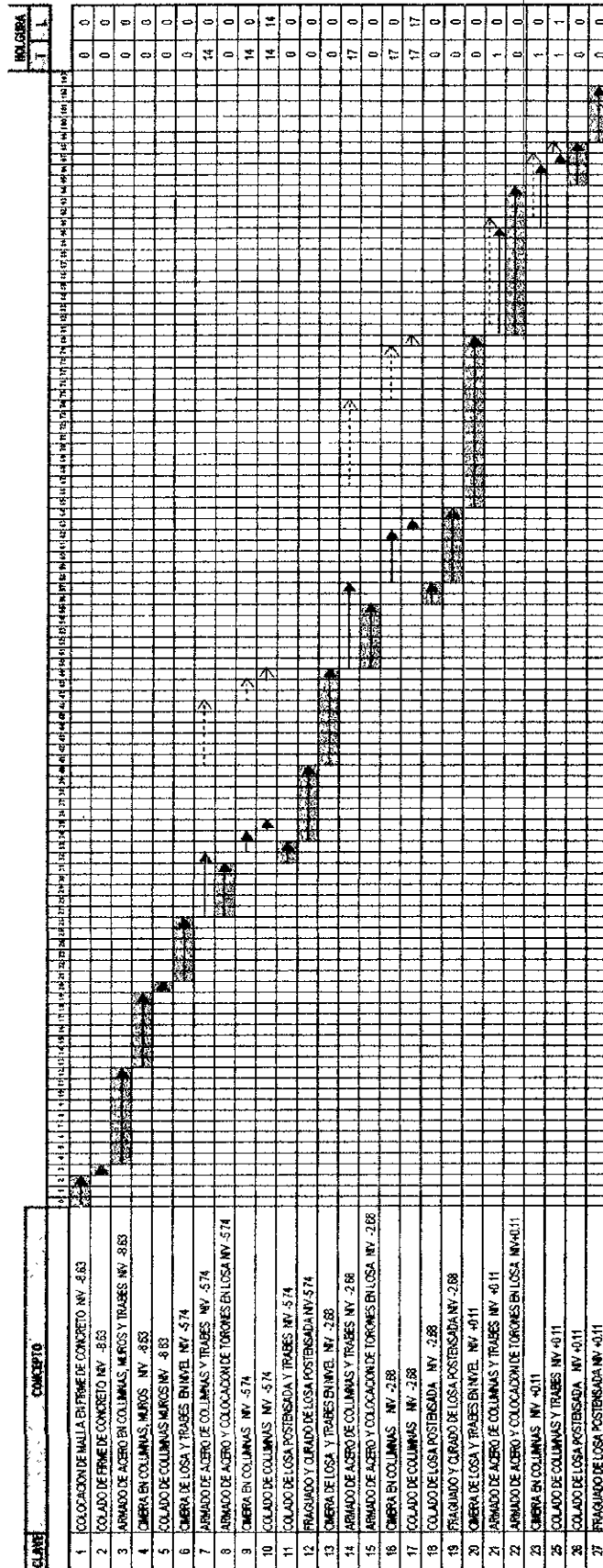
DIAGRAMA DE FLUJO Y RUTA CRÍTICA DE LA PARTIDA DE ESTRUCTURA "RETORNO JULIETA" (METODO DE NODOS).



Con la información obtenida de nuestros diagramas de flujo, procederemos a realizar una tabla donde se muestren las fechas de inicio y terminación, tanto próximas como remotas, para obtener nuestras holguras.

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	DURACION	PRINCIPIO		TERMINACION		HOLGURA	
				PROX	REMOTA	PROX	REMOTA	T	L
1	COLOCACION DE MALLA EN FIRME DE CONCRETO NIV -8.83	m ²	3	0	0	3	3	0	0
2	COLADO DE FIRME DE CONCRETO NIV -8.83	m ³	1	3	3	4	4	0	0
3	ARMADO DE ACERO EN COLUMNAS, MUROS Y TRABES NIV -8.83	kg	9	4	13	13	13	0	0
4	CIMBRA EN COLUMNAS, MUROS NIV -8.83	m ²	7	13	13	20	20	0	0
5	COLADO DE COLUMNAS MUROS NIV -8.83	m ³	1	20	20	21	21	0	0
6	CIMBRA DE LOSA Y TRABES EN NIVEL NIV -5.74	m ²	6	21	21	27	27	0	0
7	ARMADO DE ACERO DE COLUMNAS Y TRABES NIV -5.74	kg	8	27	41	33	47	14	0
8	ARMADO DE ACERO Y COLOCACION DE TORCHES EN LOSA NIV -5.74	kg	5	27	27	32	32	0	0
9	CIMBRA EN COLUMNAS NIV -5.74	m ²	2	33	47	35	49	14	0
10	COLADO DE COLUMNAS NIV -5.74	m ³	1	35	49	38	50	14	14
11	COLADO DE LOSA POSTENSADA Y TRABES NIV -5.74	m ³	2	32	32	34	34	0	0
12	FRAGUADO Y CURADO DE LOSA POSTENSADA NIV -5.74	hor	7	34	34	41	41	0	0
13	CIMBRA DE LOSA Y TRABES EN NIVEL NIV -2.88	m ²	9	41	41	50	50	0	0
14	ARMADO DE ACERO DE COLUMNAS Y TRABES NIV -2.88	kg	8	50	87	58	78	17	0
15	ARMADO DE ACERO Y COLOCACION DE TORCHES EN LOSA NIV -2.88	kg	6	50	50	58	58	0	0
16	CIMBRA EN COLUMNAS NIV -2.88	m ²	5	58	75	63	80	17	0
17	COLADO DE COLUMNAS NIV -2.88	m ³	1	63	80	64	81	17	17
18	COLADO DE LOSA POSTENSADA NIV -2.88	m ³	2	58	58	58	58	0	0
19	FRAGUADO Y CURADO DE LOSA POSTENSADA NIV -2.88	hor	7	58	58	65	65	0	0
20	CIMBRA DE LOSA Y TRABES EN NIVEL NIV +0.11	m ²	18	88	88	81	81	0	0
21	ARMADO DE ACERO DE COLUMNAS Y TRABES NIV +0.11	kg	19	81	82	91	92	1	0
22	ARMADO DE ACERO Y COLOCACION DE TORCHES EN LOSA NIV +0.11	kg	14	81	81	95	95	0	0
23	CIMBRA EN COLUMNAS NIV +0.11	m ²	8	92	87	88	88	1	0
24	COLADO DE COLUMNAS Y TRABES NIV +0.11	m ³	1	87	98	88	99	1	1
25	COLADO DE LOSA POSTENSADA NIV +0.11	m ³	4	95	95	99	99	0	0
26	FRAGUADO DE LOSA POSTENSADA NIV +0.11	hor	4	99	99	103	103	0	0

Esta información la vaciaremos para construir el diagrama de GANTT.



Este programa, es de suma importancia, ya que de su correcta interpretación dependerá que no existan atrasos por ninguna causa durante el proceso constructivo. Nos ayudará a prever la distribución de recursos humanos con respecto al tiempo, hacer programas de estimaciones, de compra de materiales, de pagos a proveedores, solicitud de maquinaria, calculo de financiamiento, etc.

Se puede decir que un programa de ejecución correcto es la culminación de una buena planeación que implica costo y tiempo, y un buen inicio para la ejecución de una obra de calidad.

6. Control administrativo en obra.

6.1. Generalidades.

6.1.1 Administración.

Para comenzar tenemos que considerar a la administración, como “La integración dinámica y óptima de las funciones de planeación, organización, dirección y control para alcanzar un fin grupal, de la manera más económica y en el menor tiempo posible”

El proceso administrativo es el conjunto de trabajos organizados o semiorganizados indispensables para llegar a cierto objetivo y las actividades son trabajos que constituyen el proceso en sí. Para poder comenzar un proceso administrativo, se deben definir principalmente los objetivos o fines que se persiguen para llegar a un resultado satisfactorio; realizado lo anterior podemos proseguir con la planeación, la cual debe realizarse con base al entorno económico, los procedimientos de construcción y los programas de obra, tomando en cuenta que en todos los casos debemos considerar los escenarios optimistas y pesimistas para saber si el negocio conviene, teniendo en mente que la construcción es eso, un negocio. Estas ideas deben de establecerse desde el principio y revisarlas periódicamente durante todo el desarrollo de la obra teniendo control en todo momento

Principios básicos.

1. *División del trabajo* Principio de la especialización que propugna el uso efectivo de los recursos humanos en una empresa.
2. *Autoridad y responsabilidad.* Principio de orden que nos muestra la mancuerna indisoluble que existe entre el puesto y la autoridad, la persona y la responsabilidad.
3. *Disciplina* Principio del acuerdo entre subordinados y jefes, bajo ciertas normas.
4. *Unidad de mando* Principio de comunicación para establecer vínculos claros de instrucciones y quienes deben cumplirlos.
5. *Unidad de dirección.* Principio que señala la conveniencia de tener un solo plan y un solo jefe.
6. *Subordinación del interés individual al interés general.* Principio de prioridad que busca la conciliación de los intereses particulares de las personas o departamentos de una empresa y el interés institucional.
7. *Remuneración* Principio de reciprocidad que busca la óptima satisfacción de los recursos humanos y la óptima satisfacción en los resultados de una empresa.
8. *Centralización.* Principio de delegación que propugna por analizar el grado en que debe delegarse o no, la autoridad conferida a un puesto en una empresa, a fin de obtener los mejores resultados finales.
9. *Línea de autoridad.* Principio que muestra la línea ascendente o descendente de jefes, a la cual deben ceñirse los subordinados para comunicarse con ellos
10. *Orden.* Principio de equilibrio que menciona la distribución de cosas y de personas en una empresa.
11. *Equidad.* Principio de justicia que busca la lealtad de los recursos humanos de la empresa por medio del trato justo de los superiores.
12. *Estabilidad en el trabajo.* Principio de seguridad que señalan los problemas que tiene que afrontar la empresa por la salida excesiva del personal, sea por renuncia o cese.
13. *Iniciativa.* Principio de creatividad que permite a los subordinados utilizar sus conocimientos, habilidades y experiencia en beneficio propio y de la empresa.
14. *Espíritu de grupo.* Principio de involucración, que busca la integración de los equipos de trabajo, haciendo énfasis en la comunicación para lograrlo

Funciones principales.

1. Función de planeación.

- Definición de la razón de existir de la empresa.
- Estimación de lo que puede acontecer en el futuro.
- Establecimiento de los objetivos y metas.
- Establecimiento de planes y estrategias de acción.
- Establecimientos de los requisitos de oportunidad en el logro de los objetivos
- Determinación de los recursos requeridos para obtener los resultados predeterminados.
- Fijación de normas de operación, que nos permitan determinar las reglas o decisiones predeterminadas.
- Establecimiento de procedimientos.

2. Función de organización.

- Estructuración de la empresa agrupando el trabajo por su naturaleza para una producción eficaz.
- Establecimiento de las condiciones materiales para que exista un trabajo efectivo de grupo entre las unidades organizacionales.

3. Función de integración.

- Análisis del trabajo para conocer las necesidades de capacitación del personal que se requiere.
- Reclutamiento, selección e inducción a la empresa, de las personas que se han identificado dentro de las unidades organizacionales que compone la estructura de la empresa.
- *Desarrollo de los recursos humanos* o sea el ofrecimiento de oportunidades a los empleados y trabajadores para que desarrollen en sus propias capacidades en relación con las necesidades de la organización.

4. Función de dirección.

- Asignar a cada empleado y trabajador, sus funciones y rutinas específicas encomendadas a ellos de tal manera que se delimite con precisión la responsabilidad de trabajo que tienen.
- Influir en las personas para que trabajen en la forma deseada o influir en su motivación.
- Establecimiento de la comunicación o sea la implantación de un flujo efectivo de ideas y de información en todas las direcciones deseadas.
- Coordinación, en otras palabras, la consecución de la armonía del esfuerzo del grupo hacia el cumplimiento de los objetivos individuales y del grupo mismo.

5. Función de control.

- Establecimiento de estándares de tal manera que se tengan normas de ejecución efectivas en la consecución de los objetivos y metas propuestas.
- Evaluación de lo realizado o alcanzado contra la ejecución o resultados planeados o esperados.
- Toma de decisiones correctivas para lograr el mejoramiento en la ejecución de los objetivos.

6.1.2 Planeación.

Conceptuamos a la planeación como “El estudio y selección de alternativas sobre pronósticos de operaciones futuras”, por lo cual y para el caso de una empresa constructora constará de tres etapas básicas, la planeación de su inicio, la de su consolidación y la del desarrollo de la misma.

Cuando la planeación es completamente empírica o intuitiva, los objetivos son vagos; las políticas caprichosas y contradictorias, los procedimientos inadecuados y los programas incompletos e irrealizables; por lo tanto los resultados serán: gastos innecesarios, correcciones, pérdida de tiempo, desperdicio de material y mano de obra, y principalmente pérdida de capital. Por lo que debemos tener mucho cuidado en cómo vamos a hacer la organización de este negocio para que los números siempre estén a favor

La empresa constructora al igual que toda su empresa productiva, debe reunir 4 elementos, sin los cuales sería imposible su desarrollo.

1. *Clientes.* Es indudable que uno de los objetivos de la empresa, deberá ser satisfacer la necesidad que pretende cubrir, por tanto el cliente demandará una retribución a través de un servicio eficiente en costo, en tiempo y calidad.
2. *Los recursos de capital.* Es incuestionable también que el elemento capital representado por efectivo y bienes, tales como terrenos, edificios, maquinaria, equipo, materia prima, etc., demanden una retribución a través de una rentabilidad sobre el capital invertido. Por tanto será imprescindible evaluar en forma realista el capital de riesgo indispensable para iniciar operaciones, así como también el verdadero crédito al que tenemos acceso, para posteriormente analizar cuál será la tasa de rendimiento de la empresa a niveles inmediatos y mediatos.
3. *Los recursos humanos.* El más trascendente elemento de la empresa la constituye el recurso humano y en la misma forma que el recurso de capital, el cual debemos tener localizado en forma específica, para tener la certeza que en dado el caso de necesitarlo podremos contar con él, sin olvidar que su retribución desde un punto de vista simplista, pudiera ser únicamente a través de sueldos y salarios.
4. *Conocimiento del proceso.* En la empresa constructora, los procesos patentados son la excepción, de cualquier manera, una empresa sin conocimiento constructivo, no será económica.

Considerando que la empresa constructora a definido la necesidad de satisfacer y garantizando dentro de los riesgos normales la retribución justa a los elementos de la empresa se deben jerarquizar objetivos y definir las políticas que seguirá ésta como son:

PRIORIDADES.

1. Servicio al cliente.
2. Satisfacción a los recursos humanos.
3. Rentabilidad al capital.

Con el personal adecuado y una definición clara del objetivo primordial, creemos se deben dictar políticas consistentes, y si bien es cierto que los objetivos deben ser dinámicos en una primera etapa, se recomienda, definir como objetivo primordial el servicio al cliente, dado que con esto iniciaremos la construcción del buen nombre de la firma, lo cual lleva una segunda etapa, de satisfacción de los recursos humanos y una tercera de obtención de alta rentabilidad.

PRODUCTIVIDAD.

En el ámbito de cualquier economía lo que es un valor de venta para el ofertante, viene a ser valor de costo para el adquirente, en una secuencia que termina, en el valor de un producto a nivel internacional y se inicia en el costo de la materia prima del primer proceso de obtención.

Por tanto en toda política de empresa, juzgamos indispensable la necesidad de tener una alta productividad independiente de las prioridades de rentabilidad.

DISEÑO ADMINISTRATIVO.

Si bien aceptamos que es muy difícil definir en la etapa de planeación, el diseño administrativo definitivo y adecuado a una empresa, consideramos importante mencionar algunas características de una empresa edificadora, como son:

- No puede realizar costos experimentales totales.
- La determinación de sus activos, es siempre aproximada y con rangos de variación muy grandes.
- La cantidad de materiales elaborados y semielaborados que intervienen en su proceso productivo, varían según la obra en proceso.
- Sus ventas están condicionadas a las políticas de gobierno.
- La rotación de su personal es la más alta de la industria.
- El riesgo sobre la inversión es el más alto en la misma.
- Las dificultades en la evaluación de su productividad, propician una competencia suicida por ignorancia y falta de control y por tanto una gran mortandad y nacimiento de empresas.

COLAPSIBILIDAD.

Si bien el comportamiento de la demanda de servicios de construcción, tanto privado como público es creciente con el tiempo, se presenta un fenómeno cíclico anual, por lluvias, inviernos muy severos, además de que en muchos de ellos, se acrecienta por cambios políticos sexenales.

Es por tanto recomendable, diseñar una organización de tipo "colapsible", que pueda ampliarse en épocas de aumento de demanda y con posibilidades de reducción en casos de disminución de la misma, sin alterar su productividad. La forma más común para integrar una empresa de tipo colapsible es cubriendo, las épocas de mayor demanda con personal eventual ajeno a la misma, para que con una estructura mínima eficiente y con prácticas administrativas perfectamente delineadas, pueda alcanzar económicamente las metas deseadas.

SELECCIÓN DE CONTROLES.

Una empresa sin control de costos está destinada al fracaso, en consecuencia tendremos al planearla, que decidir cuando y hasta donde llevaremos el control de costos, el cual dependerá primordialmente de la forma de contratación dominante, no podrá ser igual el control de una empresa que realiza en forma preponderante obras por administración y otra que realice únicamente contratos a precio alzado, sin olvidar que un control que signifique más del 10% del costo del elemento a controlar, puede ser inoperante.

Control por objetivos.

La mejor opción de manejar en forma dinámica nuestro costo, es sin duda optimizando éste en forma continua, si obtenido el primero, definimos de común acuerdo con las partes involucradas, las mejoras específicas y cuantificables, que sobre ese proceso debemos lograr en un lapso determinado y posteriormente en forma continua también evaluamos su consecución, estaremos controlando por objetivos.

Control estándar o paramétrico.

Para iniciar el control, requerimos una serie de parámetros, obtenidos a través de la operación de compañías similares, las cuales aceptaremos en principio como metas para después optimizarlas a través del control por objetivos.

Control contable.

La reglamentación fiscal vigente en el País, nos obliga a registrar los fenómenos económicos de una empresa en forma exacta y veraz, a más de consolidarla como mínimo una vez al año, a través de un balance del cual se derivan las obligaciones fiscales de la empresa.

ANTEPRESUPUESTOS DE OPERACIÓN.

Primero con el personal disponible, la estructura técnica-administrativa, que sustentará la empresa y con posterioridad definir el volumen de ventas a realizar en forma eficiente.

Para ello en forma enunciativa y no limitativa, mencionaremos los rubros que consideramos deban evaluarse para la determinación del primer presupuesto de operación haciendo notar, que en la primera etapa de la empresa constructora sería conveniente asignar a las personas involucradas, sueldos de supervivencia y participación.

Por tanto también será necesario contemplar las necesidades de maquinaria, edificios, mobiliario y equipo, sólo a nivel indispensable y con el menor costo posible, para ello agruparemos dichos gastos operativos, en la forma siguiente:

- Gastos técnicos y/o administrativos.

Son aquellos que representan la estructura ejecutiva, técnica, administrativa y del personal de la empresa, tales como: honorarios o sueldos de ejecutivos, consultores, auditores, contadores, técnicos, secretarías, recepcionistas, jefes de compras, almacenistas, choferes, mecánicos, veladores, dibujantes, ayudantes, mozo para limpieza y envíos, etc.

- Alquileres y/o depreciaciones.

Son aquellos gastos por concepto de bienes, inmuebles, muebles y servicios necesarios para el buen desempeño de las funciones ejecutivas, técnicas, administrativas y del personal de la empresa, tales como

Rentas de oficina y almacenes, servicios de teléfonos, luz eléctrica, correos, gastos de mantenimiento, el equipo de almacén, de oficina y de vehículos asignados a la oficina central, así como también depreciaciones, al igual que la absorción de gastos efectuados por anticipado, tales como: gastos de organización e instalación.

- Obligaciones y seguros.

Son aquellos gastos obligatorios para la operación de una empresa y convenientes para la dirección de riesgos a través de seguros que impidan una súbita descapitalización por siniestros. Entre éstos podemos enumerar: Inscripción súbita a la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, registro ante la Secretaría de Programación y Presupuesto y Cuotas de Colegios y Asociaciones Profesionales, Seguros de vida, de accidente, de robo, de incendio, etc.

- Materiales de consumo

Son aquellos gastos en artículos de consumo necesarios para el funcionamiento de la empresa, tales como: combustibles y lubricantes de automóviles, camionetas al servicio de la oficina, gastos de papelería impresa, artículos de oficina, copias heliográficas, artículos de limpieza, pasajes, azúcar, café y gastos del personal técnico administrativo, que para trabajos urgentes trabajan horas extra, etc.

- Capacitación y promoción.

Se cree indispensable el derecho de todo colaborador a capacitarse y pensamos que en tanto éste se haga, en esa misma medida la empresa mejorará su productividad, por lo que este cargo lo consideramos indispensable, debiendo estimarse según la política de cada empresa.

Por otra parte la empresa constructora, no es asemejable al de otras empresas y sólo a través de una continua seriedad en compromisos de tiempo, costo y calidad pactados, podrán incrementarse las

ventas de los servicios de la empresa, por tanto, la propaganda y relaciones deberá ser en primera instancia con los obreros, empleados y ejecutivos de la misma, dado que estos son la base de la empresa.

Otro gasto promocional importante es el de concursos (que en un porcentaje alto no son ganados por la empresa ponente), aunado a los gastos de proyectos que después de fuertes erogaciones no son realizados

Entre los gastos de capacitación y promoción, podemos enlistar. Cursos a obreros y a empleados, cursos y gastos de congresos a funcionarios, gastos de actividades deportivas, de celebraciones de oficina, de horarios extraordinarios con base a la productividad, regalos anuales a clientes y empleados, etc.

6.1.3. Organización.

Creemos que la organización de empresas constructoras sea "La división lógica, óptima y ordenada de trabajos y responsabilidades, para alcanzar los objetivos definidos por la planeación".

La organización podría ser un sistema (empresa, compañía, sociedad, etc.) en donde interviene capital, material y grupos humanos, con el objeto de producir bienes o prestar servicios. La organización se encarga de distribuir y ordenar las partes que forman el organismo para su buen funcionamiento.

Para que dicha organización funcione, se debe que tener una integración entre todas las partes que componen a dicha empresa, como por ejemplo la elección de un personal adecuado, una capacitación si así lo necesita par desarrollar la actividad asignada eficientemente, conseguir un financiamiento si así se requiere en las mejores condiciones posibles, adquisición de equipo y maquinaria más convenientes a las necesidades de la organización, etc.

Para que un grupo de personas pueda trabajar efectivamente en la realización de ciertos propósitos, debe existir una estructura explícita de funciones y para el caso de empresas pequeñas y medianas es recomendable, tomar en cuenta las cualidades de cada persona, y convertir la organización en un esquema elástico y dinámico, que sirva a las personas, en otras palabras, usar la organización en función del individuo.

Para que un puesto o posición individual exista, debe tener objetivos claros, un área clara de autoridad o autonomía, un concepto definido de sus obligaciones y un entendimiento de las relaciones de esta posición, con otras que requiera coordinarse.

Principios básicos.

- 1 *Principio de la unidad de objetivo.* Una estructura de organización es efectiva, si cada elemento de ella, ayuda a que los esfuerzos individuales contribuyan al logro de los objetivos grupales.
2. *Principio de la eficiencia.* Una organización es eficiente si está estructurada en tal forma, que los objetivos de la empresa se obtengan con el mínimo de costo ó de consecuencias imprevistas.
- 3 *Principio de amplitud de mando.* El número de subordinados depende de la habilidad, conocimientos y experiencias del administrador
4. *Principio de limitación de autoridad.* Entre más claras sean las líneas de autoridad, más efectivos serán el proceso de toma de decisiones y las comunicaciones de la empresa.
5. *Principio de delegación.* A cada administrador se le debe delegar autoridad suficiente para que pueda obtener los resultados que de él se esperan.
6. *Principio de responsabilidad.* El subordinado tiene por sus actuaciones, responsabilidad absoluta ante su superior. Así mismo, el superior es responsable por las actividades de su subordinado dentro de la organización.
7. *Principio de paridad de autoridad y responsabilidad.* La responsabilidad que se exija no puede ser mayor ni menor que la correspondiente al grado de autoridad que se haya delegado y en forma indudable la toma de responsabilidades induce a una autoridad legítima.

8. *Principio de paridad obligaciones-derechos.* A toda obligación corresponde un derecho y viceversa, en forma directa y proporcional
9. *Principio de unidad de mando.* La relación operacional de cada individuo con un solo superior, evita conflictos en las instrucciones y da un sentido más preciso a la responsabilidad individual.
10. *Principios de división del trabajo.* El trabajo debe dividirse o agruparse en actividades para contribuir más efectivamente a la obtención de los objetivos.
11. *Principio de la definición funcional.* Se debe definir claramente los resultados que se esperan de cada individuo o departamento, las actividades que deben realizar, la autoridad que les ha sido delegada y las relaciones de autoridad e información con otros individuos o departamentos
12. *Principios de separación.* Si una actividad ha sido creada para controlar los resultados obtenidos de otra, quien realiza la primera de ellas no puede ejercer adecuadamente su responsabilidad, si depende del departamento cuya actividad debe evaluar.
13. *Principio de flexibilidad.* La estructura de organización puede cumplir más adecuadamente su propósito si dispone de mecanismos que la hagan flexible.
14. *Principio de oportunidad de liderazgo.* Si la estructura de organización y de la delegación de autoridad permite que el administrador diseñe y mantenga un ambiente adecuado para el trabajo, se facilitará el ejercicio de sus habilidades para el liderazgo.
15. *Principio del cumplimiento.* La promesa a un subordinado adquiere importancia en función de la diferencia de la jerarquía.

LA EVOLUCIÓN DE LA ORGANIZACIÓN.

Es en la empresa constructora, donde el fenómeno de crecimiento se presenta más rápidamente, primero, por la incertidumbre de la demanda futura, que en muchas ocasiones obliga al empresario a saturarse de trabajo como una política de provisión para épocas de ausencia de demanda.

Como recomendación se diseñará desde el inicio de nuestra organización, las mecánicas operativas que permitan una evolución lógica y debidamente planeada, sin olvidar la posibilidad de reducción sin afectar la productividad.

Se considera interesante analizarlas en función de su creciente número de técnicos, según la table siguiente, estudiando con posterioridad los problemas organizativos que se pueden esperar son los siguientes.

Etapa.	Nº de técnicos en la empresa	Problema probable.
I	2 a 4	Asignación de responsabilidad.
II	4 a 8	División del trabajo.
III	8 a 40	Delegación de Autoridad.
IV	40 a 100	Control.
V	Más de 100	Descentralización.

ASIGNACIÓN DE RESPONSABILIDAD:

En la industria de la construcción, es muy frecuente el caso de la empresa de un solo hombre, así como también es normal que muy pronto éste se encuentre ante la necesidad de allegar recursos humanos que le permitan continuar con su función empresarial

Es indudable que ante esta carga de responsabilidad, el propietario realice muchas funciones ineficientemente, por tanto tendrá que buscar un socio antes que un empleado, con quien compartir la responsabilidad y normalmente el empresario original toma la responsabilidad de la planeación y el control, y el nuevo socio el problema de producción o viceversa.

DIVISIÓN DEL TRABAJO.

La elasticidad de funciones provoca invasiones de las mismas, será necesario iniciar el establecimiento de divisiones precisas de las funciones, autoridad y responsabilidad, tomando en consideración las siguientes sugerencias.

1. Que el trabajo se divida de tal suerte, que el empleado o trabajador se convierta en un especialista, que liberado por el tiempo que le llevaría la concepción del problema, pueda dedicar sus esfuerzos al mejoramiento del mismo y a una superación personal y por tanto de la empresa.
2. Que las cualidades personales sean aprovechadas al máximo, es decir, un jefe de obra con mucha experiencia y algo desordenado, si es complementado con un residente joven, con gran sentido del orden, pueden llegar a ser, la mejor pareja de nuestra empresa. En otras palabras, creemos que la combinación adecuada de cualidades-defectos y defectos-cualidades puedan capitalizarse, en bien de las personas y por consecuencia de la empresa.
3. Los grupos de personas que forman departamentos o divisiones deberán abarcar un campo de actividades, realizable, homogéneo y separado.

DELEGACIÓN DE AUTORIDAD.

Este paso es el más importante de algunas empresas constructoras, es necesario aceptar que a un empresario le es muy difícil delegar decisiones importante, en empleados que trabajan únicamente 8 horas, a este respecto se considera que una solución puede ser la contratación de ejecutivos con un sueldo garantizado y un interés en la producción, no obstante todavía se encuentra una gran reticencia a la delegación de decisiones.

El delegar la facultad de decidir, conlleva la delegación de una responsabilidad, pero la experiencia nos señala que es muy importante *el compartir la responsabilidad al considerar que los resultados de los subordinados, son los del ejecutivo y que este se mide, a través de la eficiencia de sus ayudantes.*

Un nuevo ejecutivo, debe integrarse al grupo y a través de relaciones humanas guiar con posterioridad al grupo a su forma de pensar y actuar.

Ahora bien, a fin de superar todas las barreras de delegación de decisiones, se debe establecer a base de relaciones humanas, la conciencia de que, un error del integrante del equipo, afecta al departamento, a la división y a la empresa que todos representan.

CONTROL.

Después de delegar responsabilidades y por tanto definir los objetivos, funciones y rutinas del personal de la empresa, el problema de control se convierte en la máxima preocupación de la empresa.

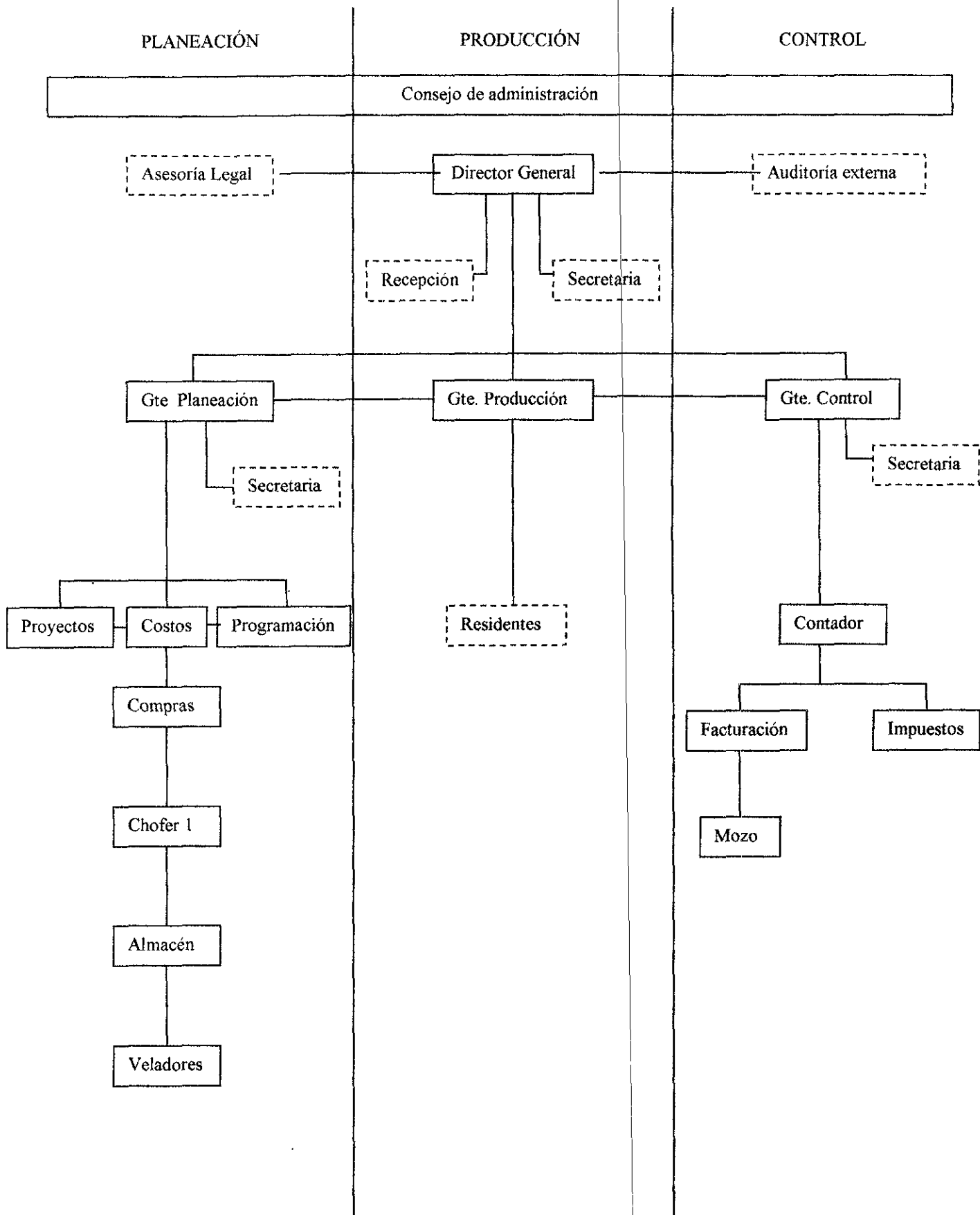
El delegar sin control es abdicar, consecuentemente, debemos aceptar la necesidad de una mayor burocracia, dejando en último término la sustitución de funciones y obligando a que los reportes establecidos sean ejecutados con oportunidad y veracidad.

Cuando se mezclan socios y empleados, el gerente empieza a perder la cualidad de memorizar todas las operaciones que se llevan a cabo, será entonces el momento de olvidarse de los detalles, discriminar datos intrascendentes y concretarse únicamente en los conceptos que definan la supervivencia y el desarrollo de su empresa. Es indudable que en esta etapa el orden adquiere su máxima expresión so pena de perder el control total de la empresa.

ORGANIGRAMA DE UNA EMPRESA.

La representación gráfica de las áreas de responsabilidad y las comunicaciones formales respectivas, se denomina comúnmente organigrama, haciendo notar que los organigramas son simples armazones gráficos, a los cuales no deben acoplarse seres vivientes, por lo tanto, el organigrama real deberá ser flexible, para adaptarse a las personas, por lo que se usará como una herramienta para la obtención ordenada de un fin.

Para la industria de la construcción encontramos diferentes tipos de organigramas, pero en todos distinguimos las áreas básicas de producción, control y ventas, como el que se muestra a continuación.



6.1.4. Dirección.

Consideramos que la dirección de la empresa constructora debe conceptuarse como “la responsabilidad absoluta sobre la coordinación de recursos humanos y de capital de la empresa, para satisfacer en forma óptima al cliente, al accionista y al personal que integra, en forma continua y perdurable”.

Clorence Francis encuadra en pocas palabras el sentido de la dirección hacia los recursos humanos, en la siguiente frase: “ Se puede pagar a un hombre por su tiempo, su presencia a los actos mecánicos que realiza para cumplir su trabajo, sin embargo, no se puede comprar su entusiasmo, su iniciativa o su lealtad, pues éstos son cosas que deben ganarse”.

Vale la pena mencionar la importancia de una buena dirección dentro del organismo, la cual está encargada de designar puestos dentro de la organización y verificar el cumplimiento adecuado de las asignaciones dadas, en otras palabras, es la encargada de impulsar, coordinar y vigilar las acciones de cada miembro y grupo del organismo, con el fin de que el conjunto de todos ellos realicen sus actividades del modo más eficaz para así cumplir con los planes propuestos en un principio.

MECANISMO DE INFLUENCIA.

Si se define como influencia, a la capacidad de modificar el comportamiento de otra persona, podemos considerar 2 tipos de influencia, la positiva, cuando se logra la modificación que se desea y la negativa, cuando se logra la modificación pero en sentido contrario. El poder, es la facultad de influenciar a las personas, y la autoridad el poder legitimizado, por tanto, una persona puede tener poder sin tener autoridad y autoridad sin poder, el primero sería el caso de un maestro de obras que indicará a su residente los procesos constructivos por ejecutar, el segundo, otro maestro de obras, impuesto por la empresa el cual no tuviese ningún dominio sobre sus oficiales y peones.

MOTIVACIÓN.

La motivación se define como “Las razones que explican el acto de un individuo”, por tanto la acción de motivar debería ser el suministrar razones para la realización de una acción.

La motivación bien entendida debe de producir resultados benéficos para el individuo motivado, siempre y cuando éste tenga aptitudes para conseguir la acción propuesta.

Principios de la motivación

1. *Principios sobre la participación.* La motivación necesaria para alcanzar los resultados tangibles, tiende a aumentar, con el grado de participación en las decisiones relativas a dichos resultados.
2. *Principio sobre la comunicación.* La motivación necesaria para alcanzar resultados tangibles, tiende a aumentar si se mantiene a las personas al tanto de cualquier asunto que influya sobre dichos resultados.
3. *Principio de la integración.* La motivación necesaria para alcanzar resultados tangibles, tiende a aumentar si se conocen los recursos humanos, si se despierta un sentimiento de propiedad de la empresa y se estimula el trabajo en equipo.

LIDERAZGO.

La definición de un líder la inicia Henry Fayol, al delinear el perfil del administrador ideal, asignándole cualidades físicas, intelectuales y morales, a las cuales quisiéramos agregar que el mejor líder es aquel que por méritos propios ha llegado a su posición de mando y que proviene de la esfera sobre la cual ejercerá su mando.

Es indudable que en una organización no bastará la condición de líder para nombrar un ejecutivo, será necesario que éste posea además la técnica, la escolaridad y la experiencia en el área a dirigir, por lo cual consideramos que el director deberá seleccionar a las personas con mayores aptitudes y a través de la comunicación convertirlas en líderes.

Resumiendo un líder podrá ser aquel cuyas órdenes sean ciegamente seguidas por sus subordinados y en el otro extremo aquel que otorgando libertad de actuación a sus subordinados, consigue los objetivos de la organización.

ESTILO DE DIRECCIÓN.

En este estilo existe una alta preocupación por la producción que es acompañada de un alto interés por la gente, a diferencia de otros estilos gerenciales se parte de la base de que no existe necesariamente conflicto entre las metas de producción de la empresa y las necesidades de la empresa. Bajo el enfoque de este estilo se logra la integración efectiva de los trabajadores con la producción, lo cual es posible involucrarlos en la determinación de las estrategias de trabajo. Las necesidades básicas de la gente: pensar, aplicar esfuerzo mental, establecer buenas relaciones con sus compañeros, realizar una tarea bien hecha, etc., son aprovechables para lograr objetivos organizacionales.

Este enfoque está orientado a descubrir la mejor solución para la situación dada, no simplemente la solución que indique la tradición o la costumbre.

Utilizando tanto las facultades mentales de la gente con sus habilidades de realización y ejecución, se busca lograr el más alto nivel posible de producción. Este nivel sólo se alcanza a través de situaciones de trabajo que satisfacen las necesidades de superación y desarrollo de los empleados.

Las motivaciones básicas del individuo y al mismo tiempo los aspectos críticos de la organización están representados por el sentido de cumplimiento de una tarea y el sentido de contribución. Cuando el individuo contribuye y realiza una labor importante se satisfacen tanto sus necesidades individuales como los requerimientos de la organización.

- La gerencia. El gerente en este caso aún retiene responsabilidad de planear y dirigir, pero al hacerlo utiliza los recursos y conocimientos de sus subordinados. Existe participación real de los subalternos, porque se considera que sus conocimientos son buenos y pueden contribuir a mejores decisiones. La idea general del estilo presentado es crear condiciones de trabajo que faciliten el que la gente entienda los problemas, se vea involucrada en los resultados y en donde sus ideas impliquen verdaderas contribuciones.

Cuando la gente puede pensar e influir en el resultado, no se resiste, se muestra complaciente. La creencia de que la gente es capaz de dar lo mejor de sí, en vez de buscar lo mejor para sí, es central en la orientación.

- Dirección y control. La orientación, dirección y control se logra permitiendo que los subordinados participen en el señalamiento de los objetivos de la organización y por consiguiente, los entiendan y acepten. Posteriormente será solamente natural que traten de hacerlos cumplir, la presuposición básica es que si los individuos están interesados en el resultado no hay necesidad de dirección y control externos al individuo, ejercidos de la manera tradicional por un jefe que manda y espera que sus subalternos obedezcan. Una buena gerencia permitirá un alto grado de autodirección y auto-control.

- Errores y faltas. Se supone que los errores se cometen por malos entendidos no por malas intenciones. Se desprende, entonces, que hay que aclararlos buscando las verdaderas causas y no sólo los síntomas ó la persona culpable.

- Comunicaciones. Bajo esta orientación el jefe no es visto como el individuo que controla. El subalterno se ve como un miembro que contribuye dentro de un sistema en el cual todos se preocupan por cumplir con los objetivos de la empresa. El jefe es la clave en cuanto al flujo de información que viene de arriba.

El subordinado es la clave en cuanto la información que debe ser transmitida arriba y el punto de unión con niveles más bajos. El jefe es visto como un consultor, consejero y ayudante, en cuanto a los asuntos de importancia y desde el punto de vista es más que un individuo con autoridad o un animador. Se convierte en un verdadero recurso para todos los niveles, desempeña labores de instructor y en todo momento está preocupado por el desarrollo de sus subalternos y por el desarrollo de su organización.

- Resolución de conflictos. Se considera que en algunos casos surgen conflictos debido a desacuerdos lógicos con relación a la mejor manera de hacer las cosas. En este sentido parece práctico el considerar que los conflictos sean inevitables. Sin embargo, el punto importante es pensar que éstos pueden ser resueltos favorablemente.

Es cierto que algunos conflictos pueden representar barreras para la obtención de resultados, pero no es menos cierto que en otros, representan oportunidades para promover innovaciones, creatividad y desarrollo de nuevas ideas. La clave está en cómo manejar los conflictos y aprovechar sus aspectos positivos.

TIEMPO.

Peter Drucker nos dice que el tiempo es el recurso más escaso, por tanto deberá ser el elemento mejor administrado, nos dice también que el tiempo es un recurso único del cual todos disponemos la misma cantidad. No podemos prestarlo, ni pedirlo, ni atrasarlo, ni adelantarlo, ni almacenarlo, el tiempo es totalmente inelástico e irremplazable.

Como recomendaciones para que el tiempo de un ejecutivo pueda ser aprovechado al máximo, podemos mencionar:

1. *Conocer en qué empleamos nuestro tiempo.* Es decir, registrar el tiempo, una cosa es “sentir” que no tenemos tiempo y otra es no tenerlo. Mucho de nuestro desperdicio de tiempo está relacionado con ámbitos que debemos mejorar.
2. *Planear nuestro tiempo.* Los ejecutivos que se resisten a planear, porque no tiene tiempo, están fallando al desperdiciar los grandes resultados que esta acción les podría originar.
3. *Administrar el tiempo.* Para esto sería conveniente:

- Eliminar las cosas que no se necesitan hacer.
- Delegar aquellas que se necesitan hacer, pero que tienen importancia secundaria.
- Saber decir “no puedo”.

6.1.5 Control.

Consideramos el control en la empresa constructora como el “Establecimiento de sistemas que permitan detectar errores, desviaciones, causas y soluciones, de una manera expedita y económica”.

Para que la empresa funcione correctamente, se tiene que llevar un control estricto; dicho control será la actividad de comparar lo planeado con lo realizado. Este control se hace constantemente, para así poder corregir las operaciones futuras donde encontremos problemas o errores en el plan propuesto.

Un buen control se tiene que hacer verificando constantemente el funcionamiento del proyecto, conforme al plan aprobado por la administración, concentrando los resultados del trabajo en gráficas y cuadros estadísticos, analizando los resultados y comparándolos para poder superarlos en el futuro, estudiar el rendimiento de todo el personal y los factores que intervienen para saber qué motiva al trabajador y cuál de ellos es el que no funciona para nuestras expectativas, vigilar las condiciones de rapidez y calidad, las cuales siempre van unidas en la construcción.

La planeación, una vez realizada, proporciona una base para ejecutar el trabajo. Las diferentes actividades identificadas bajo la organización y la dirección, proporcionan los medios con los cuales el trabajo se puede

llevar a cabo. El control comprende las actividades que realiza el administrador para asegurar que el trabajo ejecutado, encaja con lo que fue planeado.

El control es un costo en sí mismo, no es productivo en términos de unidades finales, por lo tanto el control efectivo, será el que menos cuente en tiempo, dinero y esfuerzo, pero que, sin embargo, proporcione una visibilidad adecuada en forma periódica.

El control es a nuestro juicio el camino más apropiado y tal vez el único aplicable a la empresa de edificación. Este control, presupone una adecuada planeación y una organización donde los mandos medios y de primera línea resolverán las situaciones repetitivas normales, liberando al directivo de esos detalles y reservándolo para decisiones que requieran toda su capacidad y creatividad, dado que, cuando una circunstancia se presenta a niveles fuera de lo normal, sin duda sus causas son también trascendentes, por lo que después de dictar la medida correctiva, debemos profundizar en esas causas que posiblemente indiquen una oportunidad también fuera de lo normal.

Por adecuada entendemos la mínima cantidad de datos necesarios, para informarnos sobre la situación actual, de los factores importantes que se están midiendo, la periodicidad implica la disponibilidad de estos datos, a tiempo para tomar una acción correctiva. El menor costo significa que los datos se deben obtener de tal manera que produzcan la menor interrupción posible de los esfuerzos productivos actuales de la empresa.

Los elementos a controlar, serán en forma genérica:

1. Recursos.
2. Tiempo.
3. Calidad.
4. Cantidad.

1. RECURSOS.

Control de mano de obra.

La determinación del costo de la mano de obra, debe basarse en un rendimiento estadístico, producto de la experiencia de cada empresa, el cual deberá revisarse en forma periódica en la zona principal de operaciones de la empresa y extrapolarse hacia otras zonas de operación, donde se llegasen a realizar obras.

Las condiciones climáticas, la magnitud de la obra, su duración, las condiciones de seguridad, las costumbres inducen a una alta variabilidad en los rendimientos.

En la industria de la construcción se acostumbran dos sistemas de pago:

- *Lista de raya.* Considera jornales de trabajo a un salario acordado anteriormente y nunca menor al mínimo fijado por la ley.

Ventajas.

- a) Facilidad de control.
- b) Asegura la percepción del trabajador.

Desventajas.

- a) Necesidad de supervigilancia.
- b) Dificultad de valuación unitaria.
- c) Propicia tiempos perdidos
- d) Dificulta la valuación del trabajo personal.

- *Destajo.* Considera la cantidad de obra realizada por cada trabajador o grupos de trabajadores a un precio unitario acordado anteriormente, en forma tal que, el pago por la jornada de trabajo, nunca sea menor al mínimo fijado por la ley.

Ventajas.

- a) Suprime una parte de la sobrevigilancia.
- b) Facilita la *valuación unitaria*.
- c) Selecciona al personal apto para cada actividad.
- d) *Evita tiempos perdidos.*
- e) Permite mayor trabajo mayor percepción.

Desventajas.

- a) Incrementa las dificultades de su control.
- b) Puede reducir la calidad.
- c) Puede ser injusto.

Materiales.

Para el control de este concepto es conveniente analizarlo según su secuencia de adquisición, empleo y pago en las etapas siguientes.

Pedido.

- a) Centralización total de compras.

Ventajas.

1. Menor costo de adquisición.
2. Mayor control.

Desventajas.

1. Retardo en pedidos y entregas.
2. Propicia la evasión de responsabilidad del residente.

- b) Autonomía total de compras en la obra

Ventajas.

1. Aceleramiento de entregas.
2. Adecuadas prioridades
3. Responsabiliza al residente de su consecución.

Desventajas.

1. Mayores costos de adquisición.
2. Menor control.

Es recomendable el uso de un sistema combinado, que aproveche las ventajas de los expuestos y trate de subsanar sus desventajas, para esto se sugiere:

1. Selección de proveedores. Esta selección se sugiere sea llevada a cabo a nivel directivo con el objeto de balancear adecuadamente costo-servicio-calidad, ya que en muchas ocasiones el retraso en la entrega y sus efectos en la productividad supera con mucho el menor descuento.

2. Fijación de precio. Una vez determinado el proveedor adecuado, es conveniente establecer un directorio donde se indiquen los descuentos mínimos negociados y se informe a los residentes y al jefe de compras del precio final
3. Actualización de precios. Los proveedores aprobados en ocasiones reducen paulatinamente sus descuentos o bien aumentan sus costos, para contrarrestarlo, es conveniente que el jefe de compras, este investigando continuamente otros proveedores, para reducir la exclusividad de los aprobados y someterlos a una constante competencia.
4. Pedidos locales. Es conveniente el uso de una libreta, donde cada residente anotará los pedidos realizados ese día, a cual proveedor, quien toma el pedido y su fecha de llegada deseable, para que al día siguiente y en forma telefónica el jefe de compras insista en ellos.
5. Pedidos foráneos. Para el caso de obras de fuera de la localidad de la empresa, los pedidos, control y pagos serán ejecutados por la residencia, previa revisión de costos de adquisición (oficina central más fletes), para determinar el más económico.

Recepción.

Para la recepción de materiales se sugiere el uso de una forma de control de proveedores, donde el bodeguero anotará semanalmente los recibos del material y en forma muy especial señalando la calidad y la cantidad real ingresada, quedándose con una copia y enviando semanalmente a la oficina central dicho control debidamente autorizado por el residente de la obra.

Control en obra.

Para conocer los requerimientos de materiales, se hará necesario controlar la existencia de los más usuales, en forma tal, que permita al residente detectar rápidamente los materiales faltantes.

No se recomienda el control exhaustivo de material en la obra basándose en vales, localizaciones, autorizaciones, etc. dado que en algunos materiales de bajo costo su control tiene un costo mayor que el elemento a controlar.

Subcontratos

La delegación total del control de los subcontratos al departamento contable, tiene como inconveniente:

1. Retraso en la actualización del auxiliar.
2. Posibles errores de cargo
3. Puede provocar pagos en exceso.
4. Su liquidación es lenta y laboriosa

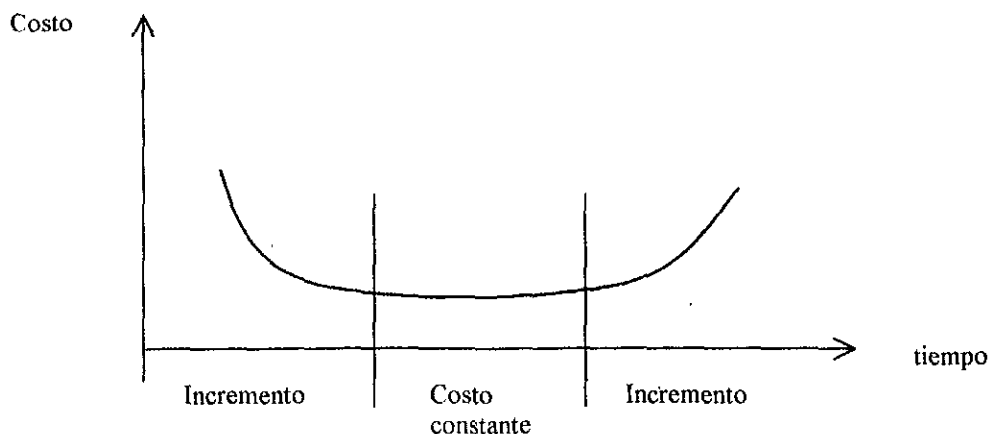
El control que se esta sugiriendo, constaría de los pasos siguientes:

1. Aprobación y discusión del presupuesto.
2. Firma de contrato
3. Registro de pagos.
4. Recepción de cheques.
5. Registro eventual de extras

Los cuales se sugiere se llevan a cabo en un estado de cuenta donde en el reverso aparezca un machote de contrato, ya sea de precios unitarios o de precio alzado, y en su anverso las columnas, semana, concepto, haber, debe y saldo, donde en forma inmediata podemos detectar a cada solicitud de pago a saldo disponible, dinero recibido, extras autorizados, etc.

2. CONTROL DE TIEMPO.

El control unilateral del costo, es prácticamente imposible en la edificación, el tiempo es definitivo para incrementar o disminuir el costo de un proceso productivo, según la gráfica siguiente:



En la edificación, la amplitud del costo constante es de las más grandes comparada con otros procesos productivos, dadas las siguientes características:

- a) Los gastos indirectos, de operación y campo son bajos.
- b) Es costumbre trabajar un solo turno.

Programa de obra.

Consideramos que las ventajas de una programación, lo son tanto en la etapa de planeación como en la de control, tomando en cuenta para su integración las siguientes condiciones:

1. El diagrama y sus secuencias, debe considerar las políticas, prácticas y sistemas constructivos, que la empresa constructora aplica.
2. La duración normal deberá ser analizada para cada actividad indicada en el diagrama: la fuerza de trabajo, sus limitantes de espacio y disponibilidad.
3. Los elementos a considerar en el flujo de caja, es recomendable sean los más importantes.

Es recomendable revisar periódicamente el avance de la obra, según lo programado, para esto, hemos encontrado que el uso de colores por corte periódico, nos permite en forma gráfica, fácil y rápida detectar atrasos, adelantos y por tanto investigar causas y dictar soluciones.

Cabe mencionar que cuando un programa cambia su secuencia, por escasez de materiales, mano de obra o equipo, es costumbre reprogramar tomando en cuenta las nuevas condiciones y por tanto recorriendo la fecha de terminación. Esta práctica no la consideramos deseable, al variar el objetivo inicial porque es normal que en la reprogramación, se sobrevalúen las causas de atraso.

En el caso de que las obras sean repetitivas y semejantes el reporte histórico nos permite capitalizar la experiencia de la obra anterior, para prever en lo posible, problemas en la próxima a ejecutar y, para ello, el programa histórico nos ha redituando los máximos beneficios por su claridad de concepción.

3. CONTROL DE CALIDAD.

El control de calidad deberá ser preventivo ya que la demolición es el más costoso sistema de control en la edificación. Genéricamente, la demolición es consecuencia de una mala calidad de mano de obra o de manejo de materiales.

- **Mano de obra.**

Si aceptamos a la supervisión como "La acción de revisar desde un nivel superior las actividades de otros, con el objeto de realizar una actividad según lo planeado", podemos concluir que, la etapa más

intensa de la supervisión deberá ser al inicio de todo proceso productivo, la mala calidad es normalmente producto de una desidia más que de incapacidad. Si permitimos el primer vaciado de concreto defectuoso, con toda seguridad, éste defecto se repetirá en toda la estructura, por otra parte, cuando la supervisión no es llevada a cabo en forma eficiente, la calidad disminuye. Por lo tanto, creemos aconsejable bonificar al trabajador en función de dos parámetros, cantidad-calidad en una mancuerna indisoluble

- *Materiales.*

La contratación de un laboratorio por obra, con un mínimo de especímenes ensayados, más un costo adicional por pruebas adicionales, entregando reportes semanales a la Gerencia de construcción, es la que creemos la mejor solución para procurar que los materiales no sean causa de una mala calidad

SEGUIMIENTO.

Desafortunadamente debemos aceptar el gran defecto de inconsistencia en nuestra actuación como ejecutivos, cuando planeamos excelentes programas que iniciamos con gran ímpetu difícilmente continuamos y casi nunca terminamos.

El control, no quiere decir que excepcionalmente se realicen actividades de control, por lo contrario, significa una constante medición de efectos, que fundamenten una excepcional investigación de causas, donde la oportunidad debe anteponerse a la exactitud.

EVALUACIÓN.

En esta etapa deberá compararse el estándar o meta con el resultado o evidencia, separando las variables producidas por el azar para identificar las causa real de la variación, evitando las causas de variaciones hacia la baja y reproduciendo las que produjeron los beneficios hacia la alta.

CONTROL POR OBJETIVOS.

El control por objetivos, es una filosofía para quien sabe claramente a dónde ir, y lo que realmente desea. El control debe ser un reflejo de la organización que controla y como toda buena organización ha de irse adecuando a las circunstancias variables que atraviesa este tipo de empresas, los controles proyectados para cualquier organización, son defectuosos, sino son constantes y flexibles.

El método que consideramos óptimo para lograrlo, es a través de la fijación y revisión de los objetivos específicos, alcanzables, medibles y diseñados de común acuerdo los cuales se explicarán a continuación:

Objetivos específicos

Es necesario que en la empresa existan comunicaciones tanto formales, como informales y que nuestros ejecutivos miren a las personas desde un punto de vista positivo. Si analizamos al personal desde este punto de vista, encontraremos sus características más fuertes y dónde realmente pueden ser más eficientes y tratarlos en forma congruente, mejorará notablemente nuestra comunicación y ellos a su vez, responderán con una mejor comprensión de nuestras metas. En el control por administración es muy importante no olvidar las teorías de Maslow, las cuales demostraron que el fin de un hombre no es el dinero, sino la superación y más aún la autosuperación. Esto debemos considerarlo en nuestro programa de administración por objetivos, la cooperación y el entusiasmo son elementos fundamentales.

Objetivos alcanzables.

Los objetivos deben ser alcanzables, si de antemano sabemos que el encargo es imposible, sólo provocaremos una frustración en el empleado, el cual se podrá formar un falso juicio de su eficiencia.

Objetivos medibles.

Debemos de buscar parámetros medibles, fijar límites tangibles a esos conceptos y así podremos decir reducir el desperdicio, disminuir el ausentismo, etc.

Objetivos de común acuerdo.

Es importantísimo que la persona que recibe el encargo esté plenamente convencido de ello, que no tenga ninguna reticencia al respecto, que pueda respondernos de los compromisos contraídos, que esté consciente que la meta es específica, que es alcanzable, que va a ser evaluada posteriormente y que él está convencido de las mejoras que se obtendrán a través de la misma, después de esto y transcurrido un tiempo razonable estaremos en posición de revisar objetivos.

Revisión de objetivos.

Esta revisión de objetivos debe ser periódica y debemos liberar el tiempo necesario para llevarla a cabo, una fijación de objetivos sin la correspondiente revisión, no dará buenos resultados, recordando que las personas que lo fijaron deben ser los mismos que lo revisen.

A continuación se darán los puntos para una revisión exitosa:

- Reducción de tensión. En esta etapa es recomendable la entrevista en forma natural, cualquier esfuerzo para parecer demasiado amable o demasiado austero, provocará un incremento en la tensión en el subordinado.
 - Evaluación positiva. Es muy conveniente iniciar el proceso de evaluación de resultados a través de los obtenidos, para provocar una mayor confianza, hacia las razones por las cuales algunos de ellos no lo fueron.
 - Evaluación negativa. En esta evaluación debemos buscar básicamente causas no disculpas, es bastante común que los resultados negativos se pretendan justificar basándose en desconocimiento del problema y en algunos casos de mentiras; por tanto, deberemos buscar primero las razones sobre el subordinado, pensar si tiene suficiente destreza básica, si le falta o no-motivación o si le falta experiencia. También debemos investigar si los objetivos del ejecutivo, fueron claramente definidos, si los resultados exigidos están dentro de su responsabilidad y si dio a éstos la adecuada prioridad.
 - Determinación de causas. Finalmente debemos analizar las razones aleatorias al problema; es decir, la situación que rodea al problema mismo. Así podremos definir si los problemas son técnicos u operacionales, si son errores de organización, si existe o no una coordinación adecuada, o si tal vez no este dentro de la esfera de nuestra responsabilidad.
 - Fijación de nuevos objetivos. Después de haber encontrado las razones de una evaluación negativa, deberemos proceder al balance de los logros obtenidos y no obtenidos, con el objeto de fijar nuevos objetivos corrigiendo los errores anteriores, optimizando metas y brindando todo el apoyo necesario, para que éstos se puedan llevar a cabo en el tiempo que fijemos la próxima revisión de objetivos.
- **Equipo.**

Probablemente la mejor forma de controlar el equipo es a través de 2 enfoques: el administrativo y el de servicio.

- *Control administrativo.*

El control administrativo, recomendamos llevarlo a cabo a través de un inventario anualmente actualizado, dónde y según la reglamentación vigente, registremos el valor de compra y la depreciación permitida.

Cabe hacer notar la conveniencia de no incluir en el equipo la herramienta ni la madera de cimbra y, en cambio, considerarlos como material de consumo.

Con relación a la clasificación del equipo sugerimos los siguientes rubros como ejemplo:

1. Equipo de oficina.
 - 1.1 Mecanográfico.
 - 1.2 Duplicador
 - 1.3 Dibujo.
 - 1.4 Computación
 - 1.5 Comunicación.
 - 1.6 Fotográfico.
 - 1.7 Mobiliario.
 - 1.8 Biblioteca, etc.
2. Equipo de obra
 - 2.1 Transporte.
 - 2.2 Topográfico.
 - 2.3 Gasolina.
 - 2.4 Eléctrico.
 - 2.5 Compactación, etc.

• *Control de servicio.*

Este control deberá ser implementado por la gerencia de construcción y tendrá por objeto.

1. Distribuir el equipo en la forma más conveniente
2. Conocer el estado de cada equipo.
3. Conocer la ubicación de cada equipo.
4. Conocer la fecha de desocupación del equipo.

Para ello se puede usar la siguiente tabla.

Clave	Descripción	Año de compra	Control						
			Obra No.	Estado	Fecha	Estado	Fecha	Estado	Fecha
2401	Máquina soldadora	1996	Obra No.	20		22		24	Reparación
			Estado	A		A		C	
			Fecha	Jun-96		Nov-96		Jun-97	Jul-97
2402	Cortadora de block	1996	Obra No.	30		36		Almacén	
			Estado	A		B		B	
			Fecha	Sep-96		Feb-97		Nov-97	
2403	Cortadora de block	1996	Obra No.	40		42			
			Estado	A		A			
			Fecha	Oct-96		Jul-97			
2404	Pulidora de piso	1997	Obra No.	56					
			Estado	A					
			Fecha	Feb-97					

Siendo:

- A Buen estado.
- B Regular estado.
- C Mal estado.

4. CONTROL DE CANTIDAD.

La continuidad del trabajo de los residentes y maestros de obra en la empresa edificadora, es de vital importancia. Para ello se tiene que consignar el nombre del residente, el del maestro, el número de la obra, su duración probable y las necesidades de transporte exclusivo de la obra. Todos los argumentos anteriores se balancean según monto y cercanía de las obras y consultando dicho control a cada nuevo concurso ó nueva obra.

EGRESOS POR OBRA.

El control semanal de egresos por obra, consiste en el registro de las erogaciones que se realicen a cargo de la obra que se está ejecutado; así como también la anotación del pasivo pendiente de cubrir a proveedores y subcontratistas.

Para manejar esta forma, se sugiere:

1. Anotar el número de semana considerada, sus fechas de inicio y terminación, así como también el nombre de la obra.
2. Consignar las facturas de proveedores, según su antigüedad de presentación indicando su importe inicial y su saldo actual
3. Relacionar los saldos de los subcontratistas y en su caso la petición de fondos de los subcontratistas y la residencia de obra.
- 4 Tomar en cuenta la aprobación del gerente de planeación para asignar valores de acuerdo con la antigüedad de las facturas, y el avance de obras de los subcontratistas.
5. Mecnografiar cheques, cuidando de anotar el importe, el banco y el número de cheque.
6. Desglosar por el residente de la obra y según el catálogo contable, el gasto en las siete últimas columnas acumulando su importe para su pase posterior a la forma general ingresos-egresos de la empresa

EGRESOS DE LA OFICINA CENTRAL.

Para controlar las erogaciones de la estructura técnico-administrativa de la oficina central, también se hace necesaria una forma de egresos de oficina central donde, al igual que en el control de egresos de una obra, se asientan los pasivos pendientes de cubrir, como son: mantenimiento de mobiliario y equipo de oficina, mantenimiento de automóviles, renta del despacho, sueldos y honorarios del personal que labora en la oficina central; es decir, todos los egresos de carácter general que no llevan un cargo específico para una obra determinada.

También se deberá de obtener la suma respectiva y transpararla al reporte semanal de ingresos y egresos, acumulando los egresos realizados por gastos generales de oficina central, que no afecten a una obra determinada

REPORTE SEMANAL DE INGRESOS-EGRESOS.

El control semanal de ingresos y egresos, refleja el total de los movimientos hechos en cada una de las obras con sus ingresos y egresos, así como las erogaciones por oficina central que hayan afectado las disponibilidades del efectivo de la empresa

El reporte se divide en seis columnas que son:

- 1 Número de obra (número consecutivo de las obras en proceso).
- 2 Nombre (nombre de la obra o nombre del cliente).
- 3 Contrato (monto de obra contratada de acuerdo a presupuesto)
- 4 Acumulado (erogaciones efectuadas en el periodo semanal de la obra respectiva)
- 5 Entregado (importes recibidos de cobros al cliente)
- 6 Observaciones.

Cada renglón de obra se subdivide en 3, los cuales afectan a las 3 últimas columnas, éstas son:

- Ant (anterior). Importe de erogaciones acumuladas hasta la semana anterior.
- Act (actual) Importe de las erogaciones efectuadas en la presente semana.
- Sum (suma) Importe de la acumulación de la semana anterior y la actual, para que posteriormente pase al siguiente reporte.

En el renglón de suma, los totales se obtienen de las columnas afectadas en forma horizontal. Finalmente, al final del control semanal, se efectúan los movimientos totales a las disponibilidades efectivas de la empresa en el periodo tratado, para lo cual contamos con 5 columnas:

1. Cuenta (número de cuenta bancaria)
2. Anterior (saldo inicial disponible en banco para solventar las erogaciones propuestas antemano).
3. Retiros (importe total de los cheques girados).
4. Depósitos (importe de los ingresos recibidos y depositados en la cuenta respectiva durante el periodo afectado).
5. Saldo (importe final de disponibilidad, con la que cuenta la empresa para la siguiente semana)

El último renglón de suma, se afectará por la suma de todas las cuentas bancarias de la empresa, con el fin de tener un panorama completo de las operaciones, efectuadas, utilizando el formato que a continuación se presenta:

Semana _____

Del _____ al _____ de _____ de _____

Obra No.	Nombre	Contrato	Acumulado					Entregado					Observaciones	
			ANT.	ACT.	SUM.	ANT.	ACT.	SUM.	ANT.	ACT.	SUM.			
			ANT.											
			ACT.											
			SUM.											
			ANT.											
			ACT.											
			SUM.											
			ANT.											
			ACT.											
			SUM.											

Impuestos sobre la renta.

Este impuesto grava directamente a la utilidad, por lo que si se desea respetar el porcentaje de ganancia previsto se tendrá que afectar el costo con el cargo correspondiente. Actualmente, el monto del impuesto es del 35 % de la utilidad bruta; una manera correcta de aplicarlo es obteniéndolo de la utilidad histórica de la empresa.

Utilidad.

Es el beneficio que la empresa pretende por la ejecución de la obra y su cuantía depende fundamentalmente de las relaciones de oferta y demanda existentes en el mercado en cuestión.

La construcción y sobre todo la edificación genera diversas actividades de apoyo a ella, que van desde la fabricación y comercialización de materiales y equipo hasta las que están apegadas estrictamente al proceso de construcción y de subcontratamiento especializado.

Según la especialidad y la magnitud o escala a que se ejerza, cualquiera de estas actividades será la organización que se diseñará. La misma actividad de acuerdo con el volumen de trabajo se puede desarrollar de manera personal, con poco apoyo técnico y administrativo adicional, o bien por medio de una empresa de gran tamaño con respaldo de gran cantidad de personal y equipo agrupados en áreas complementarias.

Física y legalmente, cuando el movimiento económico y profesional es pequeño, a quien ejerce la actividad legal más conveniente desarrollarla como persona física y registrar su nombre como el único responsable ante la sociedad y sus autoridades. Cuando el volumen de trabajo es grande exige estructuras de organización más complejas que desembocan en la creación de empresas que toman alguna de las modalidades de sociedades mercantiles autorizadas por el Código civil, generalmente como sociedad civil o sociedad anónima.

Es importante hacer notar las características que debe tener un constructor para poder presumir de serlo, similar a lo que acontece en las demás profesiones, quienes se dedican a la construcción de obras requieren gusto por su ejercicio, capacidad, conocimiento y entrega. Todas ellas, sin ser excepcionales, sí configuran requisitos que delimitan a quienes participarán eficientemente en sus diversas actividades.

Quien ejerza esta especialidad deberá haber egresado como profesionista de la ingeniería, arquitectura o alguna carrera a fin. Al ser sus actividades una combinación de ejecución, técnica y procesos administrativos, su personalidad deberá tener diversas aristas que cubran los campos de la ingeniería, la administración y el don de mando

Imaginación e inventiva que le permita la búsqueda de la solución más adecuada para cada caso y ser capaz de adaptar las existentes a las circunstancias que se le presenten.

Conocimientos técnicos serán su principal sustento y debe poseerlos tanto teóricos como prácticos, por lo que para alcanzarlos requieren años de experiencia y continua actualización.

Seguridad en sí mismo que para lograrla es necesario tener diversas experiencias de índole similar al trabajo por realizar que servirán de respaldo a él y a su personal, proporcionado por la confianza necesaria para el éxito.

6.2.1. Números generadores.

Los números generadores es la parte más importante del control administrativo de obra, puesto que con estos se cobrará al cliente, se pagará a los subcontratistas si este fuera el caso, se puede estimar a que volumen asume la obra, se cuantificará el material necesario, etc.

Es importante mencionar que las observaciones vengan acompañadas de la fecha y de las firmas de autorización por parte del contratista y de la supervisión, dichas personas tienen la obligación de revisar constantemente las notas de bitácora para evitar malentendidos por cualquiera de las partes. Cabe mencionar que sólo las personas autorizadas para escribir en dicha bitácora pueden asentar notas referentes a la obra en cuestión, es decir, las personas que autoricen lo escrito ahí, serán los responsables generalmente el residente de la obra y el supervisor de la misma.

Es imprescindible que las notas sean claras y concretas, para que cualquier persona autorizada ajena a la obra, pueda saber como se desarrolla la obra sin necesidad de que el residente este presente.

Se tendrán los libros foliados y con copias necesarias

- 1) El original para la gerencia de obra civil.
- 2) Copia para el contratista.
- 3) Copia para la supervisión.

6.3 Ejemplo referente a la utilización de números generadores, destajos y estimaciones; caso particular "Retorno Julieta".

Durante el proceso constructivo de cualquier obra, los ingenieros residentes se enfrentan ante el problema de cuantificar el avance de obra para fines de pago de cobro.

Para ejemplificar el proceso de solución de dicho problema, supondremos que durante una semana se han hecho los trabajos relativos a la construcción de las columnas del nivel -8.64 del proyecto en cuestión. Para lo cual necesitamos conocer las cantidades de trabajo a realizar por los conceptos que nos marca nuestro presupuesto.

Los conceptos en los que se divide la construcción de las columnas son: habilitado y armado del acero de refuerzo, cimbrado y descimbrado del elemento en cuestión y el vaciado del concreto premezclado, entonces procederemos a cuantificar las unidades que le corresponden a cada concepto, dicha cuantificación se hace a través de los números generadores, con el fin de llevar un mejor orden y control en nuestro archivos.

Cuantificación del acero de refuerzo en las columnas del nivel -8.64.

Obra Referencia	Plano N° Cuantifico		Reviso Aprobado		Hoja N° de Fecha													
ACERO DE REFUERZO ELEMENTO Y LOCALIZACIÓN																		
DESCRIPCIÓN (tipo de elemento entre el)																		
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S
Columna	C1	28	LL			8	3	4.57	4									
		18	N			4	3	4.22	8									
		18	F			3	3	1.60	31									
						3	3	0.88	31									
Columna	C2	25	A			8	4	4.67	8									
		18	B			6	4	4.57	6									
						3	4	1.6	31									
						3	4	1.00	31									
Columna	C3	25	V			6	2	4.57	12									
		25	F			3	2	1.60	31									
						3	2	1.00	31									
Columna	C4	11	V			8	1	4.87	24									
						4	1	2.40	24									
						4	1	1.48	24									
						4	1	1.92	24									
						3	1	0.39	24									
Columna	C5	11	N			8	1	4.67	8									
						6	1	4.57	6									
						4	1	1.80	31									
						3	1	0.80	31									
Sumatoria total										748.2	270.98	301.62	261.52	(M)				
Mult. por los pesos										415.82	269.88	678.64	1039.5	(Kg)				

Generalmente las estimaciones que entregaremos al contratante tendrán un formato como el que a continuación se muestra, donde pueda observarse el monto del presupuesto total de la obra, el avance acumulado, la estimación del periodo en cuestión y el acumulado actual.

OBRA:

UBICACION:

CLIENTE:

ESTIMACIÓN N°

PERIODO DE ESTIMACIÓN:

DEL ____ AL ____

PARTIDA	PRESUPUESTO	EST ANTERIOR	ESTA ESTIMACIÓN	ACUMULADO		SALDO
		IMPORTE	IMPORTE	IMPORTE	%	
BODEGA						
PRELIMINARES	\$ 88,648.16	\$ -	\$ -	\$ -	0%	\$ 88,648.16
CIMENTACIÓN	\$ 243,782.43	\$ -	\$ -	\$ -	0%	\$ 243,782.43
ALBAÑILERÍA	\$ 633,834.32	\$ -	\$ -	\$ -	0%	\$ 633,834.32
ESTRUCTURA	\$ 775,671.37	\$ -	\$ 22,990.03	\$ 22,990.03	3%	\$ 752,681.34
INST. HIDROSANITARIA	\$ 46,540.28	\$ -	\$ -	\$ -	0%	\$ 46,540.28
INST. ELECTRICA	\$ 132,972.23	\$ -	\$ -	\$ -	0%	\$ 132,972.23
ACABADOS	\$ 88,648.16	\$ -	\$ -	\$ -	0%	\$ 88,648.16
CANCELERIA Y VIDRIERIA	\$ 33,243.06	\$ -	\$ -	\$ -	0%	\$ 33,243.06
YESERIA	\$ 44,324.08	\$ -	\$ -	\$ -	0%	\$ 44,324.08
PISOS	\$ 39,891.67	\$ -	\$ -	\$ -	0%	\$ 39,891.67
CARPINTERIA	\$ 44,324.08	\$ -	\$ -	\$ -	0%	\$ 44,324.08
LIMPIEZAS	\$ 33,243.06	\$ -	\$ -	\$ -	0%	\$ 33,243.06
SUMA	\$ 2,216,203.90	\$ -	\$ 22,990.03	\$ 22,990.03	1%	\$ 2,146,889.79

S U M A	\$ 2,216,203.90	\$ -	\$ 22,990.03	\$ 22,990.03	1%	\$ 2,146,889.79
----------------	------------------------	-------------	---------------------	---------------------	-----------	------------------------

	PRESUPUESTO	ANTERIOR	ESTA ESTIMACION	ACUMULADO	SALDO
IMPORTE	\$ 2,216,203.90	\$ -	\$ 22,990.03	\$ 22,990.03	\$ 2,193,213.87
AMORTIZACIÓN 25%	\$ 5,747.51	\$ -	\$ 6,276.28	\$ 6,276.28	\$ (528.77)
FONDO DE GARANTIA 5%	\$ 110,810.20	\$ -	\$ 1,149.50	\$ 1,149.50	\$ 109,660.69
SUBTOTAL	\$ 2,099,646.20	\$ -	\$ 15,564.25	\$ 15,564.25	\$ 2,084,081.95
IVA	\$ 314,946.93	\$ -	\$ 2,334.64	\$ 2,334.64	\$ 312,612.29
TOTAL	\$ 2,414,593.13	\$ -	\$ 17,898.89	\$ 17,898.89	\$ 2,396,694.24

Como puede verse, también se esta incluyendo un porcentaje por concepto de amortización, que se deduce del monto de la estimación y que corresponde con el anticipo que se le otorgó a la empresa constructora al inicio de los trabajos.

En este caso en particular el porcentaje de fondo de garantía que se fijo fue del 5%, el cual puede ser variable de acuerdo a las condiciones con que se haya hecho el contrato.

7. Conclusiones y recomendaciones.

Se han presentado en esta tesis los aspectos necesarios para el adecuado diseño y construcción de una edificación para uso habitacional, como son: el estudio de mecánica de suelos, la cimentación, el proyecto estructural, el diseño de elementos de concreto, la construcción y el control administrativo en obra; revisando y comparando en cada fase con la normatividad del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Con base en lo anterior se plantean las siguientes conclusiones observadas en el proyecto particular "Retorno Julieta":

1. El estudio de mecánica de suelos realizado para el proyecto "Retorno Julieta" determinó las propiedades índice y mecánicas del suelo, con base en ello se determinó la capacidad de carga del suelo concluyendo que éste es apto para soportar las cargas de diseño de la edificación.
2. La determinación de la cimentación se realizó con base en el proyecto arquitectónico, en el estudio de mecánica de suelos y en la estructuración planteada para la edificación en particular. Se revisó la cimentación del proyecto, la cual fue hecha a base de zapatas aisladas y muros de contención, y se tiene que, aunque aparentemente en la construcción se observaba un diseño sobrado, se comprobó que la cimentación es adecuada y hasta cierto punto óptima.
3. La estructuración es un punto muy importante, ya que entre más sencilla y regular sea una estructuración, tendremos una mayor probabilidad de éxito sobre las acciones sísmicas, ya que este análisis es el más crítico generalmente. Esto se corrobora cuando al analizar el proyecto en cuestión, y dado que la estructuración vertical es escalonada, la acción sísmica se incrementa por este hecho en dirección del escalonamiento.
4. En la revisión de los elementos estructurales se observó que el diseño de éstos es óptimo y cumple con la normatividad del reglamento, aunque en tal, no se tienen suficientes parámetros para evaluar elementos presforzados, como son las losas postensadas, por lo cual se debe proveer al diseñador de mayores elementos para poder realizar un diseño y revisión más óptimo de aquellos elementos.
5. En cuanto al proceso constructivo, se plantearon las especificaciones y normas que se siguieron para la adecuada construcción de este proyecto; en términos generales, se puede decir que la calidad con la que sea llevada a cabo una obra depende en gran medida de la exigencia que el ingeniero residente imprima en los contratistas, así como de sus conocimientos técnicos en materia de construcción.
6. Como se observó en el capítulo 5, la programación de obra es un proceso sencillo pero laborioso, y esto conlleva muchas veces a que por presiones de tiempo o por desidia, no se realice este procedimiento, que en un momento dado pudiera ahorrar mucho tiempo y dinero a la empresa constructora. Por ello, es imperativo que el ingeniero de costos o planeación realice dicho programa, para lograr un mejor desempeño de la obra y, por ende, de la empresa.
7. Generalmente en nuestro ámbito, el director de una empresa constructora desconoce el proceso administrativo y como resultado, realiza tal de manera intuitiva, experimentando con errores y aciertos basándose en los objetivos planteados desde el principio. Por lo anterior, es importante que todos los profesionales de la construcción tengan una buena formación en administración, ya sea por conocimientos adquiridos en la carrera, o por especializaciones posteriores, para que no se presenten errores tales como: una falta de control, desconocimiento en la delegación de responsabilidades, una mala dirección y organización, que repercuten en el control de calidad, tiempo y costo.

Finalmente podemos decir que entre más y mejores conocimientos tengamos sobre las áreas que intervienen en una edificación, y además interactuemos con los responsables de cada fase, lograremos un mejor desarrollo de la obra y mejoraremos la calidad, el costo y el tiempo, que se lleva una edificación para uso habitacional.

Con base en las conclusiones y lo observado en la realización del proyecto "Retorno Julieta", se plantean las siguientes recomendaciones:

1. Todas las obras civiles se sustentan en el suelo, por tanto es necesario determinar suficientes parámetros para identificar al mismo y además, hacer el mejor cálculo de las afectaciones que tendrá el suelo a causa de la aplicación de cargas por la estructura que se va a desplantar
2. El trabajo del geotecnista no debe terminar con la determinación de las propiedades índice y mecánicas del suelo, sino que además debe interactuar con el constructor para que las acciones supuestas en la determinación de los parámetros del suelo, sean semejantes a las aplicadas al momento de la construcción y con ello tener una mayor probabilidad de éxito en la predicción del comportamiento del suelo.
3. Una edificación se construye para cumplir diversas funciones, tales como uso habitacional, oficinas, industria, etc.; los espacios y la armonía de estos son responsabilidad del proyecto arquitectónico y para mantener la funcionalidad de la edificación se debe realizar una estructura resistente a las acciones impuestas, tales como el propio peso de la obra y las acciones naturales como viento y sismo. Por ello se recomienda que las estructuraciones resistentes sean lo más sencillas y continuas posibles para evitar el incremento de las acciones analizadas.
4. En el capítulo 4, se observó la gran conveniencia del uso de programas de análisis y diseño de estructuras, pero se debe enfatizar el criterio, el cuidado y las bases de conocimiento que se deben tener para evitar el mal uso de este tipo de herramientas.
5. Uno de los aspectos que merece mayor cuidado es el programa de ejecución de la obra, ya que dependiendo de la buena realización de éste, obtendremos una mayor calidad de la construcción, un menor tiempo de ejecución y como resultado, un menor costo de la obra, aunado a tener una herramienta muy poderosa para los controles internos de la empresa.
6. Deben mejorarse los aspectos administrativos de las empresas constructoras, porque de ello depende en gran medida el éxito o fracaso que se tenga en cualquier proyecto de edificación. Esto se puede hacer cuando se aplican los conceptos de control técnico y control administrativo, adecuados según el proyecto

Finalmente reconocemos que el ámbito del ingeniero civil es muy amplio y variado, y además, debe tener los conocimientos necesarios de otras disciplinas para mejorar su labor; por ello sería recomendable que en vez de que un ingeniero trate de ser experto en todas las áreas, mejor colabore conjuntamente con diferentes expertos de cada área y juntos logren un mejor resultado.

Referencias.

- *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Editores: Luis Arnal Simón y Max Betancourt Suárez, Ed. Trillas, México D. F. 1996, 734 pp.
- *Soils Mechanics in Engineering Practice*, Karl Terzaghi, Ralph Peck y Gholamreza Mesri, Ed. John Wiley and Sons, Inc., USA 1990, pp.1-69, 100-170, 386-411.
- *Mecánica de suelos, tomo I Fundamentos de la mecánica de suelos*, Eulalio Juárez Badillo, Ed. Limusa, México D. F., 1992, pp.613-629
- *Comisión Nacional del Agua, (Colección brevarios del agua, serie educativa)*, Mecánica de suelos, Introductivo para ensaye de suelos, México D. F., 1990, 65 pp.
- *Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos*, Ventura Escario, Ed. Posat, Madrid, 1970, pp.149-153.
- *Obras de tierra*, Gral. Froment, Ed. Gustavo Gil, Barcelona, 1958, pp.7-35.
- *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones*, George B. Sowers, Ed. Limusa, México D. F., 1972, pp.518-520, 581-594.
- *Ingeniería de cimentaciones*, Ralph B. Peck, Ed. Limusa, México D. F., 1982, pp.221-226, 239-245, 463-492.

- *Fundamentos de Diseño Estructural*, Louis A. Hill Jr., Ed. Representaciones y servicios de Ingeniería, México D. F., 1978, pp.1-25.
- *Diseño de estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos*, D. J. Dowrick, Ed. Limusa, México D. F., 1992, pp.95-206.
- *Diseño estructural, teoría y cálculo*, Mario Paz, Ed. Reverté, España, 1992, pp. 132-284.
- *Diseño Estructural*, Roberto Meli Piralla, Ed. Limusa, México 1995, 582 pp.
- *Análisis estructural*, Jeffrey P. Laible, Ed. Mc. Graw Hill, México D. F., 1992, 910 pp.
- *Análisis estructural*, Rodolfo Luthe García, Ed. Alfaomega, México D. F. 1991, pp.637-650.
- *Concreto Reforzado*, Edward G. Nawy, Ed. Prentice-Hall, México D. F. 1988, pp.536-566.
- *Aspectos Fundamentales del Concreto Retorzado*, Oscar M. González Cuevas y Francisco Robles Fernández-Villegas, Ed. Limusa, México D.F. 1996, pp.79-191.
- *Diseño de estructuras de concreto presforzado*, Arthur H. Nilson, Ed Limusa, México D.F. 1990, pp.17-39, 135-204, 377-454.
- *Curso de Edificación*, Luis Armando Díaz Infante de la M., Ed. Trillas, México D.F., 1995, pp.84-96.

- *Tratado practico de edificación*, Barberot, Jean Etienne, Ed Gili, Barcelona 1985. pp.45-107
- *Manual para supervisar obras de concreto*, Instituto mexicano del cemento y del concreto, México D.F. 1994. pp.3-35.
- *Manual para habilitar acero de refuerzo*, Instituto mexicano del cemento y del concreto, México D.F. 1994. pp.5-29.
- *Costo y tiempo en edificación*, Carlos Suarez Salazar, Ed. Limusa, México D.F. 1994. 451 pp.65-102.
- *Administración de empresas constructoras*, Carlos Suarez Salazar, Ed Limusa, México D.F. 1990. 331 pp.