

32  
2eje.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
PLANTEL "ARAGON"

"PROYECTO DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERIA  
PARA VIVIENDAS DE INTERES SOCIAL"

**TESIS PROFESIONAL**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
JOSE ENRIQUE MELGOZA GOMEZ

1994



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARABON  
UNIDAD ACADÉMICA



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

En el DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ  
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,  
Presente.

En atención a su solicitud de fecha 14 de septiembre del año en curso, por la que se comunica que el alumno JOSE ENRIQUE MELGOZA GOMEZ, de la Carrera de Ingeniería Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado " PROYECTO DE EDIFICIOS DE MAPOSTERIA PARA VIVIENDAS DE INTERES SOCIAL ", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del examen profesional.

Sin otro particular, le reitero las seguridades de mi atenta consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI PAZ HABLARA EL ESPIRITU"  
San Juan de Aragón, Mex., 19 de septiembre de 1994  
EL JEFE DE LA UNIDAD

Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

~~c c~~ D Ing. Amílcar Galindo Solórzano, Asesor de Tests.  
c c D Interesado.

11711a.

Dedico el logro  
de este trabajo :

**A mis padres: Enrique y Margarita**

Por mi existencia. Mostrando a través de los años - su experiencia en la vida con ternura, dedicación y motivación a seguir siempre adelante. Ya que la mayor herencia legada, es el estudio en sus hijos - MIL GRACIAS.

**A mis hermanos:**

Por su diversidad de carácter y aquellos momentos - compartidos, llenos de experiencia, los cuales me han ayudado a crecer y madurar como persona.

**A mis sobrinos:**

Llenos de ternura, delicadeza y esperanza, se los otorgo como un ejemplo a superar.

**A mis abuelitos:**

Admirando su basta sabiduría, consejos siempre ciertos y gran bonanza. Siendo el pilar que mantiene unida a la familia.

**A mis compañeros y amigos:**

Por compartir gratos momentos en la vida de estudiante  
y hacer del Campus Universitario nuestro segundo hogar.

Karla, Alejandro, Alfredo, Hilario,

Marco Antonio, Ramón y Rogelio

**A los Ingenieros:**

Héctor y Apolinar Bucio, por los consejos brindados ya  
que siempre son bien recibidos y mejor valorados.

**EN ESPECIAL A:**

El Ingeniero Amílcar Galindo S.

Por dedicar parte de su valioso tiempo,  
a la Dirección de esta Tesis. Por demog  
trar que en el ejercicio de la Ingenie  
ría Civil, uno debe tener el gusto y la  
dedicación para realizar cualquier pro  
yecto, con el máximo esfuerzo.

**A TI MI AMOR:**

Por ser la mujer más bella del mundo,  
por demostrarme que el amor es un her-  
moso mosaíco lleno de color y vida.  
Porque al encontrarme lejos, cierro -  
mis ojos y recuerdo los hermosos mo--  
mentos que pasamos juntos. Añorando -  
pronto regresar a tus brazos para de-  
mostrarte todo el amor que tengo guar-  
dado para ti. Eva Bucio.

**" PROYECTO DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERIA PARA VIVIENDAS  
DE INTERES SOCIAL "**

**I N D I C E**

<b>INTRODUCCION</b>	<b>I</b>
<b>CAPITULO I</b>	
<b>" El problema de la vivienda de interés social"</b>	
1.1. Importancia de la vivienda en el bienestar social	1
1.2. Estadísticas de construcción de vivienda y crecimiento de la población	4
1.3. Crecimiento de la población y características de las viviendas en el Distrito Federal	16
1.4. Rezago	18
1.5. Necesidades de Vivienda 1990 - 1994	19
1.6. Acciones del Gobierno	22
1.7. Fideicomiso de Vivienda Desarrollo Social y Urbano	25
<b>CAPITULO II</b>	
<b>" Estudios previos "</b>	
2.1. Memoria descriptiva del proyecto Arquitectónico	29
2.2. Estudio de Mecánica de suelos	36
2.2.1. Pozos a cielo abierto	39
2.2.2. Sondeos profundos	39
2.3. Propiedades Mecánicas	45
2.4. Estratigrafía. Zonificación del predio	55
2.5. Análisis y diseño de la cimentación	57



2.6. Hundimientos	60
2.6.1. Hundimientos a corto plazo	60
2.6.2. Hundimientos diferidos	63

### **CAPITULO III**

#### **" Proyecto Estructural "**

3.1. Diseño de Contratrabe	64
3.1.2. Diseño de losa de cimentación	73
3.2. Superestructura	
3.2.1. Antecedentes de los muros de mampostería	76
3.2.2. Diseño de muros de mampostería para construcción de tres niveles	88
3.2.3. Propiedades de la mampostería	94
3.2.4. Análisis por cargas verticales	95
3.2.5. Análisis Sísmico. Método Simplificado	101
3.2.6. Determinación del Refuerzo interior en muros	110
3.2.7. Revisión de las características de la mampostería confinada en el edificio en estudio	115
3.2.8. Diseño de losas de entrepisos	119
3.3. Diseño de la escalera	136

### **CAPITULO IV**

#### **" Proyecto de Instalaciones "**

##### **Instalación Hidráulica**

4.1. Proyecto de la Red de agua potable	145
4.1.1. Instalaciones internas	146
4.1.2. Población de proyecto	150

4.1.3. Dotación	151
4.1.4. Cálculo del gasto de diseño	152
4.1.5. Cálculo del diámetro de la toma municipal al medidor	155
4.1.6. Cálculo de pérdidas por fricción	158
4.1.7. Cálculo de la capacidad de almacenamiento	164
4.1.8. Cálculo del equipo de bombeo	167

#### Instalación Sanitaria

4.2. Proyecto de Instalación Sanitaria	177
4.2.1. Importancia de la eliminación de las aguas negras	177
4.2.2. Sistemas de alcantarillado	179
4.2.3. Proyecto de drenaje combinado	181
4.2.4. Memoria de cálculo	183
4.2.4.1. Cálculo del gasto pluvial	194
4.2.4.2. Cálculo del gasto sanitario	196
4.2.5. Cálculo del diámetro de una tubería de desagüe	200
4.2.6. Bajada de aguas negras	212

#### Instalación Eléctrica

4.3. Instalación Eléctrica	216
4.3.1. Cables para instalación eléctrica en baja tensión	216
4.3.2. Factores a considerar durante el cálculo del calibre mínimo	218
4.3.3. Alambres y cables con aislamiento TW	220
4.3.4. Caída de Tensión	221

4.3.4.1. Efectos de tensión baja y alta	222
4.3.5. Memoria de cálculo instalación eléctrica	223
4.3.6. Protección contra sobrecorriente	226
4.3.7. Fórmulas Técnicas Empleadas	229

**CONCLUSIONES**

**BIBLIOGRAFIA GENERAL**

## I N T R O D U C C I O N

La vivienda constituye una de las necesidades básicas del ser humano. La satisfacción de la demanda de viviendas por parte de la población constituye en toda sociedad un factor de armonía social. Por estas razones dentro de las políticas de los Gobiernos de todos los países el programa de construcción de viviendas ocupa un puesto predominante.

México no es la excepción, si no que por el contrario, constituye un ejemplo entre los países que más gravemente se ven afectados por la carencia de vivienda. Esta situación se deriva de que México tiene un alto crecimiento demográfico y de que su población por razones de subdesarrollo económico posee una baja capacidad de ahorro e inversión. Para resolver este doble problema el Gobierno de la República ha implantado acciones de promoción de vivienda a través de varias instituciones de fomento y crédito. En el caso del Distrito Federal una de estas Instituciones es el FIVIDESU --- ( Fideicomiso de Vivienda Desarrollo Social y Urbano ) que otorga créditos y asesoría técnica para la construcción de viviendas destinadas a la población de ingresos bajos.

La Ingeniería Civil puede contribuir en forma importante a la solución del problema de la vivienda, desarrollando sistemas constructivos que mediante la aplicación de la tecnología permitan abaratar el costo de las viviendas y ponerlas al alcance de los estrat

tos más desfavorecidos económicamente de la población. A este tipo de viviendas de construcción estandarizada y de bajo costo se les ha designado como viviendas de "Interés Social".

En esta tesis se presenta un proyecto tipo de edificios de departamentos multifamiliares desarrollado por FIVIDESU en el Distrito Federal.

En el primer capítulo se hacen algunas consideraciones sobre el problema general de la vivienda de interés social en México y sobre las acciones de Gobierno que se han emprendido para mitigar este problema.

El capítulo segundo describe el proyecto arquitectónico de los edificios, objeto de este trabajo y presenta los estudios de suelos que se realizaron en el predio en que se construirá este desarrollo, incluyendo las recomendaciones para el diseño de la cimentación.

Con el objeto de abaratar el costo de estos edificios se decidió emplear a la mampostería como el sistema constructivo fundamental. En el capítulo tercero se presentan los detalles del proyecto estructural de los inmuebles considerando el Reglamento de Construcciones vigente en el Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias.

En el capítulo cuarto se detalla el proyecto de instalaciones hidráulica, sanitaria y eléctrica, aspectos que son de fundamental importancia para garantizar la comodidad de los ocupantes de una vivienda, aparte de la seguridad que queda garantizada por el proyecto estructural.

Finalmente en las conclusiones el autor se permite proponer algunas ideas que le surgieron en forma personal durante la ejecución de este trabajo.

### 1.1. IMPORTANCIA DE LA VIVIENDA EN EL BIENESTAR SOCIAL

Para satisfacer las necesidades mínimas de bienestar, la población requiere de una vivienda que le proporcione, por un lado la necesaria protección del medio ambiente y por otro, los servicios indispensables para alcanzar las condiciones de higiene y comodidad suficientes para el adecuado desarrollo familiar.

La vivienda es un factor fundamental para el bienestar integral del país por ser el asiento del núcleo básico del desarrollo social: la familia. Por una parte, contribuye a la mejor distribución de la riqueza, al consolidar el patrimonio familiar; y por otra, como motor de crecimiento, estimula en todo el territorio - la actividad productiva de un número importante de ramas industriales, a la vez que funge como uno de los principales agentes del ordenamiento territorial.

El sector vivienda actúa como elemento clave de la actividad económica en su totalidad.

La inversión nacional en vivienda contribuye significativamente a la formación bruta de capital y tiene un efecto multiplicador en otros sectores de la economía. Esta visión de la vivienda como sector productivo y de desarrollo social reconoce la im-

portancia de dar especial atención a la población de menores ingresos a través de la transferencia de recursos que incrementan el ahorro familiar y por tanto el bienestar social. Asimismo, reconoce la repercusión que tiene la política de vivienda en el crecimiento sano de la actividad económica.

La condición macroeconómica de cualquier país incide sobre el desarrollo de su mercado habitacional. La difícil situación económica por la que atravesó México en la década de los ochenta redujo la capacidad de la población para resolver sus necesidades de vivienda.

En los años recientes, la economía mexicana ha mostrado una evolución favorable como resultado del control de la inflación, el saneamiento de las finanzas públicas, la renegociación de la deuda externa, la apertura comercial y la desregulación económica.

Ello se manifiesta en mayor disponibilidad de recursos para créditos hipotecarios por parte de los organismos financieros públicos y privados, menores tasas de interés y plazos de amortización que llegan incluso hasta 30 años.

La industria de la construcción desempeña un papel importante en la economía: contribuye con más del 5 % del PIB; genera cerca del 10 % del empleo nacional y representa el 3 % de las remuneraciones salariales. Además, en el caso de la vivienda, el 95 %



de los insumos es de origen nacional y son abastecidos por cerca de 40 ramas industriales, el 61 % de la formación bruta de capital se debe a la industria de la construcción, donde la vivienda participa en el 34.8 %.

## 1.2 ESTADISTICAS DE CONSTRUCCION DE VIVIENDA Y CRECIMIENTO DE LA POBLACION

El Gobierno Federal inició sus acciones en materia de vivienda en 1925. Destaca el Programa de Crédito para Empleados Federales que operó la Dirección de Pensiones Civiles y más tarde, el - que en 1934 facultó al Departamento del Distrito Federal para la construcción de viviendas económicas destinadas a sus trabajado-- res de ingresos mínimos y el que en 1943 creó el Instituto Mexicano del Seguro Social que realizó programas habitacionales para -- sus derechohabientes.

En 1947 el Banco Nacional Hipotecario Urbano y de Obras Pú-- blicas, S.A., fundado en 1933, desarrolló con mayor intensidad di versos programas habitacionales orientados hacia sectores medios y bajos de la población. Para ello, se creó dentro del mismo Banco el Fondo de Casas Baratas, el cual en 1949 se sustituyó por el fondo de las Habitaciones Populares.

En 1954 se creó el Instituto Nacional de la Vivienda, cuyo - objeto consistió en promover diferentes acciones habitacionales y efectuar investigaciones tendientes a precisar, por primera vez y en forma global, los principales problemas del país en la materia.

En 1955 se creó la Dirección de Pensiones Militares que formó parte de las prestaciones de servicios asistenciales a los empleados de las Fuerzas Armadas con el desarrollo de conjuntos habitacionales y el otorgamiento de créditos hipotecarios. Con el mismo fin, en 1958 Petróleos Mexicanos inició programas de vivienda para sus trabajadores, labor que a la fecha continúa desarrollando.

Las necesidades de vivienda fueron cobrando dinamismo prácticamente al ritmo del crecimiento del proceso de urbanización del país, íntimamente ligado al de su industrialización.

Mientras ésto acontecía los esfuerzos oficiales por generar vivienda eran aún modestos y aislados.

En 1963, la creación del Fondo de Operación y Descuento Bancario a la Vivienda ( FOVI ) y del Fondo de Garantía y Apoyo a los Créditos para la Vivienda ( FOGA ), así como el establecimiento del "Programa Financiero de Vivienda del Gobierno Federal", permitieron a partir de 1965 aumentar considerablemente la producción habitacional. El Programa Financiero de Vivienda incorporó, de manera efectiva, a los programas habitacionales de interés social -- buena parte de los recursos del ahorro nacional captados por la Banca, dando permanencia a una fuente de recursos que a la fecha representan más de la tercera parte de la inversión total de los programas oficiales.

Al inicio de la década de los setentas se transformó el Instituto para el Desarrollo de la Comunidad ( INDECO ). Adicionalmente, el Estado decidió enfrentar en forma masiva el problema habitacional del país mediante la ampliación de la cobertura social. Para ello, creó instituciones que pudieran, de manera permanente y creciente, atender a cada sector de la población en los términos - de su especificidad.

Así se constituyeron los grandes fondos de los trabajadores - INFONAVIT, FOVISSSTE y FOVIMI.

Al inicio de la década de los ochentas se extinguió el INDECO y con su patrimonio se constituyeron los Institutos Estatales de vivienda, instrumentos fundamentales para la descentralización de la actividad habitacional del país.

En 1981 se creó el Fideicomiso del Fondo Nacional de habitaciones Populares ( FONHAPO ) con el patrimonio del Fondo de las Habitaciones Populares de BANOBRAS. Este organismo abrió la oportunidad de atender de manera más efectiva a la población no asalariada de bajos ingresos mediante el apoyo a la autogestión y el financiamiento a los programas de vivienda progresiva y de lotes con -- servicios.

En diciembre de 1982 con base en las Reformas a la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal, se creó la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, confiriéndole entre otras responsabilidades, la de formular y conducir la Política Nacional de Vivienda.

En febrero de 1983 se elevó a rango constitucional el derecho a la vivienda y en diciembre del mismo año se expidió la Ley Federal de Vivienda que reglamenta el artículo 4° Constitucional. Sus disposiciones son de orden público e interés social y tienen por objeto establecer el Sistema Nacional de Vivienda y los instrumentos para conducir y regular el desarrollo y la promoción de las actividades que en materia lleva a cabo la Administración Pública Federal, su coordinación con los gobiernos estatales y municipales y la concertación con las organizaciones de los sectores social y privado.

En el período comprendido entre 1983 y 1988, se amplió gradualmente el encaje legal que el Sistema Bancario destinaba a la edificación de vivienda, pasando del 3 % en 1983 al 6 % en 1986; los organismos de vivienda diseñaron nuevos esquemas de recuperación crediticia; se definieron estímulos fiscales para fomentar la construcción de vivienda en arrendamiento; se atendieron las necesidades de vivienda, originadas por los sismos de 1985, de cerca de 90 mil familias; en 1987 el FONHAPO adecuó sus reglas de operación y en 1988 se creó el Fondo Nacional para la Vivienda Rural (FONAVIR).

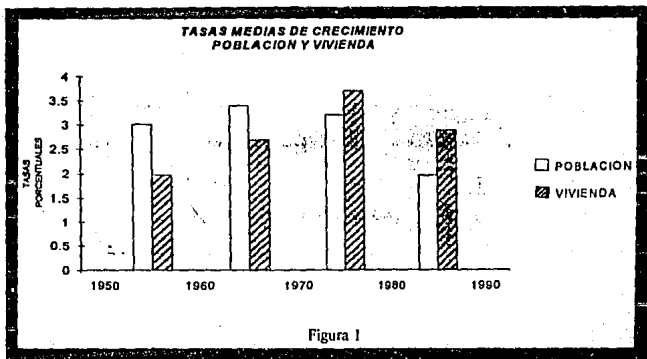
Se estima que con los programas de vivienda el sector público, en el período de 1925 a 1946 fueron edificadas cerca de 10 -- mil viviendas; en los dieciocho años comprendidos entre 1947 y -- 1964 la producción fué del orden de las 120 mil unidades; entre - 1965 y 1970 se construyeron cerca de 120 mil viviendas; de 1971 a 1976 los programas oficiales incrementaron su volumen para financiar aproximadamente a 290 mil familias; en el período de 1977 a 1982 se otorgaron un poco más de 650 mil financiamientos; y en - el lapso de 1983 a 1988 el número de créditos otorgados alcanzó - una cifra cercana a un millón 400 mil.

El incremento demográfico, el crecimiento real aún insufi--- ciente del acervo habitacional, su deterioro, así como los nive-- les consecuentes de hacinamiento, enmarcan el problema de la vi-- vienda.

En 1980, la población del país alcanzó la cifra de 66.8 mi-- llones de mexicanos que ocupaban 12.1 millones de viviendas. Diez años después, el número de habitantes ascendió a 81.2 millones a la vez que el parque habitacional registró 16.2 millones. Esta - dinámica reflejó un crecimiento de 33.9 % en oferta de vivienda, un tanto superior al incremento poblacional que fué de 21.5 %.

El crecimiento poblacional nos indica que México duplicó su población en los últimos 25 años, creciendo en el período 1980---1990 a una tasa de 2.3 % en promedio anual. En la actualidad, - dicha tasa se estima en 1.9 % . Ubicando a México entre los once países más poblados del mundo.

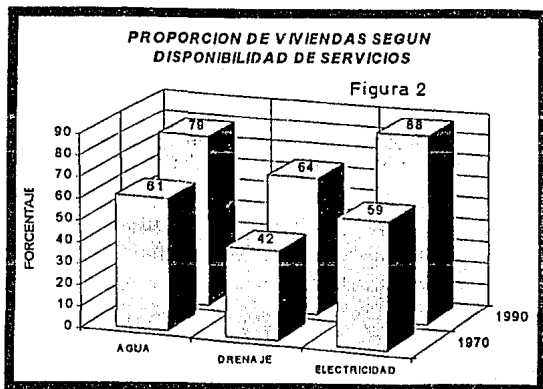
En 1993, de acuerdo a estimaciones realizadas con base en el XI Censo General de Población Y Vivienda, el país cuenta con 85.2 millones de habitantes y un inventario habitacional de 17.7 millones FIG. 1.



La densidad domiciliaria promedio en 1990 fué de 5.0 ocupantes por vivienda y el índice de hacinamiento de 1.5 habitantes por cuarto, mientras que el 65.5 % del inventario total de las viviendas con 3 o más habitaciones, las de dos cuartos constituyen el 23.5 % mientras que las de un sólo cuarto es de 10.5 %.

Las cifras anteriores reflejan una situación más alentadora que la de 1980, en que teníamos una densidad domiciliaria promedio de 5.5 ocupantes por vivienda y un índice de hacinamiento de 2.2 habitantes por cuarto, en tanto que sólo el 38 % del inventario presentaba 3 o más habitaciones.

Los datos registrados por el mismo Censo muestran también con respecto a 1970 variaciones positivas en la proporción de viviendas con disponibilidad de servicios. Así las habitaciones que disponen de agua entubada se encrementaron de 61 a 79 % del inventario total; las que cuentan con dotación de drenaje de 42 a 64 % ; y aquellas con energía eléctrica de 59 a 88 % . FIG. 2





Durante el período 1989 - 1991 se beneficiaron un millón 167 mil familias con financiamiento de los diferentes organismos públicos de vivienda y la Banca, otorgandose 499 mil créditos para vivienda nueva, 516 mil para el mejoramiento de sus viviendas, - 65 mil para adquisición de vivienda usada, 86 mil para lotes con servicios. Esto significa que se atendieron un promedio anual de 389 mil familias. Si se toma en cuenta el cierre preliminar correspondiente a 1992, se habrán beneficiado en los primeros cuatro años más de 1.543 millones de familias FIGURAS 3, 4 y 5.

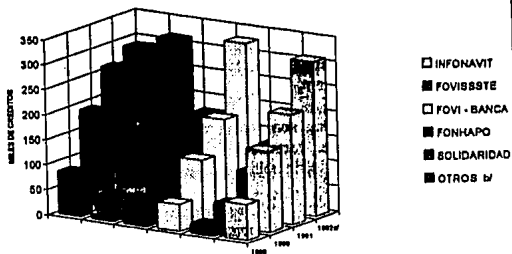
**FAMILIAS BENEFICIADAS**  
**1989 - 1992 <sup>a/</sup>**

ORGANISMO	UNIDADES	%
INFONAVIT	307,832	19.9
FOVISESTE	130,500	8.5
FOVI - BANCA	328,109	21.3
FOVIAPO	173,267	11.3
BANOBRAS	5,480	0.3
FIVIDBSU	103,490	6.8
SOLIDARIDAD	313,033	20.4
OTROS <sup>b/</sup>	176,863	11.5
<b>TOTAL</b>	<b>1,543,164</b>	<b>100.0</b>

<sup>a/</sup> 1992 CIERRE PRELIMINAR  
<sup>b/</sup> OTROS: INCLUYE PEMEX, CFE, FOVIMI-ISSFAM, FICAPRO, FASE II, PRALM, PROGRAMA SEDUE, INSTITUTOS ESTATALES DE VIVIENDA, FIDELAC, FIDACA E INCOBUSA S.A. DE C.V.

Figura 3

**CREDITOS OTORGADOS POR ORGANISMO  
ACUMULADO 1989-1992**



- a) CIERRE PRELIMINAR.  
 b) OTROS: INCLUYE BANOBRAS, FIVIDESU, PEMEX, CFE, FOVISS-ESPAM, FICAPLO, FASE II, PRALM, PROGRAMA SEDUE, INSTITUTOS ESTATALES DE VIVIENDA, FIDELAC, FIDACA E DICOBUSA S.A. DE C.V.

Figura 4

**CREDITOS DE VIVIENDA OTORGADOS  
DURANTE 1989-1992**

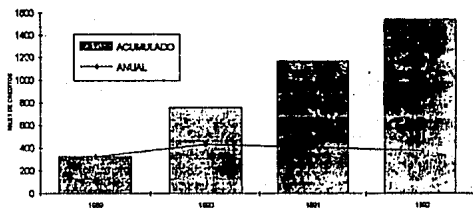
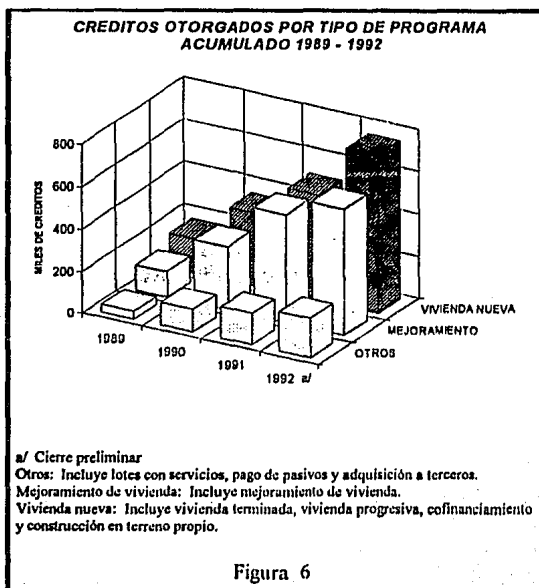


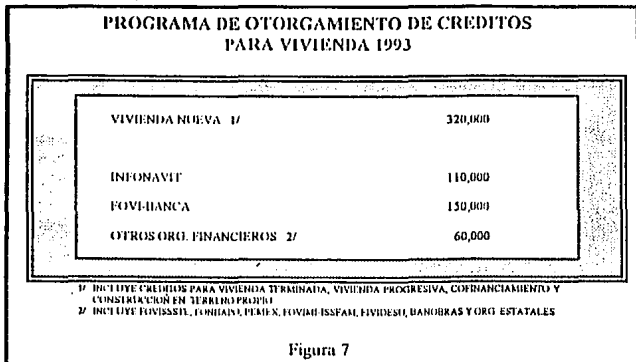
Figura 5

Es importante el financiamiento para vivienda nueva, como el destinado al mejoramiento del parque habitacional existente.

En este sentido, durante el período 1989 - 1992 se ha incrementado el número de créditos en esta línea con respecto a los años anteriores. Los programas de mejoramiento aumentaron del 13 % del total de los créditos otorgados de 1983 a 1988, a cerca del 40 % en los últimos cuatro años. FIG. 6

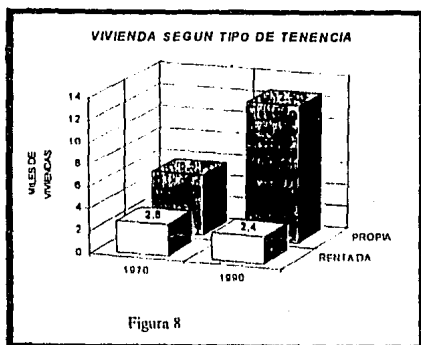


Se beneficiarán en 1993 a 320 mil familias con créditos para vivienda nueva. Para 1994 se espera mantener este esfuerzo sin precedente en materia habitacional FIG. 7



El artículo titulado " Insuficientes los recursos para crear más viviendas pero no hay más" Phillips Olmedo. Editado en el diario El Universal el día 7 de marzo de 1994 hace mención que -- durante 1993 la construcción de viviendas alcanzó niveles históricamente altos, que fué de 324,000. " Sin duda se hicieron más pero con el apoyo institucional está fué la cifra; es un aumento importante de casi 70,000 viviendas con respecto al año anterior".

En los últimos años se ha manifestado una contracción de la oferta de la vivienda en renta, lo cual atribuye en buena parte, tanto a la presencia en el mercado de otras posibilidades de inversión con mayores rendimientos FIG. 8.



### 1.3 CRECIMIENTO DE LA POBLACION Y CARACTERISTICAS DE LAS VIVIENDAS EN EL DISTRITO FEDERAL

El XI Censo General de Población y Vivienda, al 12 de marzo de 1990 registró un total de 8'325,744 habitantes en el Distrito Federal, lo cual quiere decir que de 1930 a 1990 casi se ha septuplicado el volumen de la población, la tasa de crecimiento intercensal muestra una clara tendencia descendente.

En el Distrito Federal el promedio de habitantes por vivienda es de 4.6, el porcentaje de viviendas de un sólo cuarto es de 6.5 % del total, a las de dos cuartos corresponde el 16.5 % y a las de tres o más el 77 %.

En los últimos 20 años, el porcentaje de viviendas con piso de tierra disminuyó de casi el 6 % al 2 %. El material más utilizado en los pisos de las viviendas es el cemento o firme ---- ( 56.7 % ), seguido de la madera, mosaico y otros recubrimientos ( 40.4 % ).

La losa de concreto, tabique o ladrillo es el material predominante en los techos de las viviendas ( 80.6 % ).

En las paredes de las viviendas predominan el tabique, tabicón y block ( 96.2 % ).

En el Distrito Federal se observa un aumento en el número de viviendas que disponen de servicios. Así, se tiene que el incremento más importante corresponde al drenaje, mismo que pasa de - 78.5 % en 1970 a 93.8 % en 1990.

El suministro de energía eléctrica elevó su cobertura en 20 años a 99.3 %.

Por último el agua entubada, que registró el 96.3 % en 1990.

#### 1.4 REZAGO

El rezago habitacional del país se nutre de la demanda atribuible al crecimiento poblacional y a los flujos migratorios hacia las zonas urbanas, del deterioro del parque habitacional así como de la construcción de viviendas en lugares inadecuados, con materiales de baja calidad y sin servicios.

Se estima, de acuerdo al XI Censo General de Población y Vivienda, que en 1990 1.7 millones de viviendas - 10.5 % del inventario habitacional - presentaban problemas de hacinamiento. Es decir, se encontraban ocupadas por más de un hogar o requerían -- ser ampliadas para alojar adecuadamente a la familia. Por otra parte en ese mismo año, 1.4 millones de casas habitación necesitaban mejorarse sustancialmente o reponerse dado su avanzado deterioro.

Los esfuerzos de los últimos veinte años en la satisfacción de servicios básicos deben también redoblar, dado que estos servicios se encuentran estrechamente relacionados con la vivienda y constituyen un elemento fundamental de bienestar social.



### 1.5 NECESIDADES DE VIVIENDA 1990 - 1994

El déficit habitacional del país se estima en el orden de los 6.1 millones de viviendas que corresponde, casi en su totalidad, a viviendas consideradas como inadecuadas en función de su espacio y del tipo de materiales con el que están edificadas. -- Estas viviendas se ubican principalmente en el medio rural y en los asentamientos periféricos irregulares de nuestras grandes ciudades. La mayor parte del déficit se conforma por viviendas que requieren de la introducción de servicios y que dado su deterioro necesitan de un mejoramiento sustancial, otra parte por viviendas que debido a su precaria o inadecuada construcción deben ser sustituidas totalmente y una menor proporción por viviendas en donde habitan familias hacinadas y que requieren de una vivienda.

Las nuevas necesidades del país se derivan del elevado crecimiento demográfico, registrado en la década de los sesenta y setenta, el cual alcanzó tasas anuales significativas del orden del 3.3 %. En 1970 México contaba con 48.2 millones de habitantes y en 1988 con más de 66 millones, de los cuales el 66.3 % correspondió a población urbana y el 33.7 % a población rural.

La política poblacional del Estado mediante campañas de orientación, han logrado reducir las tasas de crecimiento por lo que se prevé un crecimiento medio anual tendencial de alrededor de 1.9 % en 1994.

El abatimiento de la tasa de crecimiento dará lugar en el futuro a una reducción de las necesidades de nuevas viviendas.

Durante el período 1990 - 1994 será necesario que los sectores públicos, social y privado edifiquen poco más de un millón -- 390 mil nuevas viviendas en condiciones adecuadas de habitabilidad para atender las necesidades derivadas del incremento poblacional y lleven a cabo un millón 542 mil acciones de mejoramiento sustancial de la vivienda existente para evitar que el déficit se incremente.

Las necesidades habitacionales se registran con mayor incidencia en las zonas metropolitanas, en las ciudades de la frontera norte y en los polos de desarrollo turístico e industrial.

El artículo editado el día 11 de abril de 1994 en el Diario El Universal titulado " De 671,000 el déficit anual de viviendas: CTM, superaría los 3 millones en el 2000".

Hace mención de que hay un déficit anual de 671,000 y por -- los rezagos se pronostica que se incremente a 3'126,000 para el -- año 2000.

La confederación advierte que debido a que la migración continúa en gran proporción, se espera que para el año 2000 sea de -- 78.6 %, asentándose sobre todo en las urbes y en las zonas caren-

tes de servicios públicos y de difícil acceso como son lomeríos o cerros, áreas minadas, antiguos lechos de ríos y de bajas inundables.

Con base en el Censo de 1990 los rezagos de casas habitación se cuantifican en 3'158,773. El de viviendas nuevas es de ----- 1'165,393 mientras que el de mejoramiento es de 1'993,380.

Específica que el déficit se clasifica en seis rubros: por -  
hacinamiento 1'730,491, sobreocupadas 167,613, por ampliación -  
1'562,878, por deterioro 1'428,282, por reposición 997,780 y por  
mejoramiento 430,502.

## 1.6 ACCIONES DEL GOBIERNO

Los organismos financieros de vivienda desarrollán un conjunto de acciones para lograr los objetivos y metas sectoriales, con el propósito de encauzar la actividad habitacional de la sociedad. -- Dichas acciones corresponden a las once líneas prioritarias de estrategia, mencionadas a continuación.

- 1) Coordinación Institucional
- 2) Financiamiento
- 3) Densificación Urbana, Mejoramiento y Rehabilitación
- 4) Autogestión
- 5) Vivienda en arrendamiento
- 6) Tierra
- 7) Vivienda rural
- 8) Insumo
- 9) Normas y Tecnología
- 10) Simplificación Administrativa
- 11) Investigación y Capacitación

En octubre de 1992, los gobiernos estatales se comprometieron mediante la firma del Convenio de Coordinación para el Fomento de la Vivienda a realizar las siguientes actividades en apoyo a la desregulación de este sector, con el propósito de dinamizar el mercado habitacional:

Fortalecer y modernizar la operación de los organismos locales de vivienda para ampliar su cobertura de atención y prepararlos a asumir progresivamente la responsabilidad de realizar en lo material las acciones previstas en los programas de los organismos financieros de vivienda.

Fomentar el establecimiento de centros de abasto de materiales para la construcción y el otorgamiento de créditos para su adquisición en apoyo al autoconstructor.

Revisar el marco jurídico vigente en materia de desarrollo urbano , vivienda construcción, condominios y arrendamiento.

Construir y ampliar las reservas territoriales para el desarrollo urbano, la vivienda y la ecología.

Ampliar el financiamiento a la vivienda rural y establecer mecanismos que faciliten la adquisición de materiales, capacitación y asistencia técnica a la población campesina y a los grupos indígenas.

Apoyar la desgravación, desregulación y simplificación de normas y trámites en materia de desarrollo urbano, fraccionamientos y condominios para la producción, mejoramiento, financiamiento, comercialización y transporte de insumos, arrendamiento, adquisición y titulación de vivienda, en especial de interés social y popular.

Concertar con los sectores social y privado medidas tendientes a reducir costos en la producción, adquisición y titulación de la vivienda.

Otorgar la facilidad para regularizar la vivienda de interés social y popular construida con anterioridad sin licencias y permisos.

1.7 FIDEICOMISO DE VIVIENDA DESARROLLO SOCIAL Y  
URBANO ( FIVIDESU )

Este es el organismo de vivienda del Departamento del Distrito Federal que trabaja con grupos solicitantes de créditos para la construcción o mejoramiento de la vivienda popular.

Como requisito inicial el grupo aspirante al crédito debe -- presentar una solicitud por escrito que incluya una copia de la -- escritura pública del predio a nombre de los solicitantes, un croquis de localización e información sobre el número de viviendas -- solicitadas.

Después de esa solicitud FIVIDESU realiza tres dictámenes: -- Social, Jurídico y Técnico.

En el primero se verifica mediante estudios de predemanda si los solicitantes cumplen con un perfil de beneficiario.

En el segundo dictamen se verifica que el terreno propuesto se encuentre debidamente legalizado y que el grupo solicitante es te constituido conforme a derecho.

En el último dictamen el técnico se verifica que el terreno sea apto para el desarrollo propuesto, es decir, que cumpla con

los requisitos de uso del suelo, factibilidad de servicios y capacidad para el número propuesto de viviendas.

Los solicitantes deben cumplir con el siguiente perfil para ser sujetos de créditos:

- \* Tener capacidad legal para contratar y edad comprendida entre 18 y 64 años.
- \* Ser jefe de familia o tener dependientes económicos.
- \* Tener un ingreso comprobable no mayor de 3.5 veces el salario mínimo
- \* No ser propietario de otros inmuebles en el Distrito Federal.
- \* Residir en el Distrito Federal.
- \* No ser beneficiario de ningún fondo solidario de vivienda y no tener crédito con alguna sociedad de crédito.

Los créditos que otorga el Fideicomiso se basan en un esquema financiero en que el monto del crédito y su pago mensual se expresan en veces el salario mínimo diario ( V.S.M.D ).

Esto quiere decir que el beneficiario contrata un crédito con un adeudo en pesos y en su equivalencia en V.S.M.D. Los pagos mensuales se inician al mes siguiente a la entrega de la vivienda. El enganche es equivalente al 10 % del costo total de la vivienda en créditos de más de 2,000 V.S.M.D. Los pagos se van ajustando -



conforme los aumentos oficiales del salario mínimo.

FIVIDESU ofrece los siguientes programas:

- \* Lotes con servicios
- \* Vivienda progresiva por autoconstrucción
- \* Vivienda mejorada
- \* Vivienda terminada.

En los lotes con servicios FIVIDESU financia los siguientes aspectos: Proyecto, lotificación, urbanización, suelo, dotación de infraestructura básica para agua, drenaje y energía eléctrica de carácter individual o comunal. En este programa el tope del crédito es de 1,100 V.S.M.D.

Para financiar el programa de vivienda progresiva por autoconstrucción del terreno debe ser apto para la construcción y ser propiedad de los solicitantes. El tope del crédito es de 2,100 V.S.M.D. y este incluye proyecto, asesoría para el proceso constructivo y materiales.

Para recibir crédito en el programa de vivienda mejorada se requiere ser dueño de una vivienda inconclusa o que requiera de mejoramiento o ampliación. El crédito incluye proyecto, asesoría técnica y materiales. Y el tope es de 1,500 V.S.M.D.

Para la vivienda terminada se debe contar con un terreno propio con superficie mínima de 300 m<sup>2</sup>, que cuente con los servicios básicos, que sea adecuado para el número de viviendas pedidas. El crédito incluye una vivienda completa con los servicios básicos - de acuerdo con un prototipo estudiado por FIVIDESU para el aprovechamiento óptimo del terreno y los materiales. El tope del crédito es de 3,500 V.S.M.D.

El proyecto objeto de esta tesis es un proyecto de Vivienda Terminada desarrollado por FIVIDESU en la calle de Atzayacatl -- con las características que se describen más adelante.

## 2.1. MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO ARQUITECTONICO

FRENTE: Atzacatl

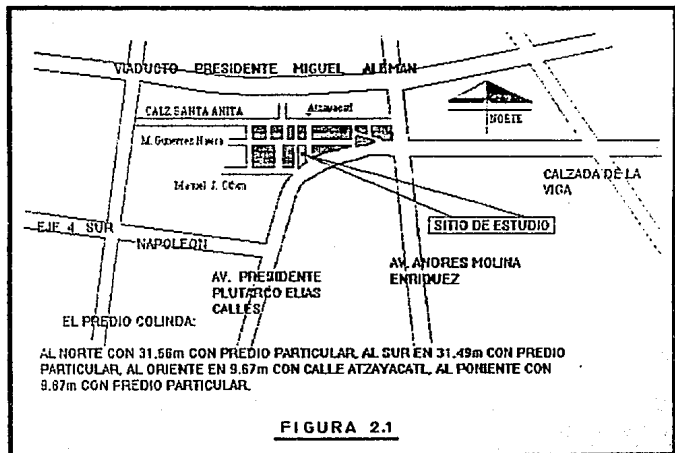
UBICACION: Atzacatl No. 43 Colonia Moderna, Delegación Benito Juárez.

### EL PREDIO COLINDA:

Al norte en 31.56 m con predio particular, al sur en 31.49 m con predio particular, al oriente en 9.67 m con calle Atzacatl, al poniente con 9.87 m con predio particular, la ubicación se muestra en la FIG. 2.1

El número de acciones de vivienda a construirse fué determinado por demanda específica para el Programa de Vivienda Terminada del Fideicomiso de Vivienda Desarrollo Social y Urbano ( FIVIDESU ).

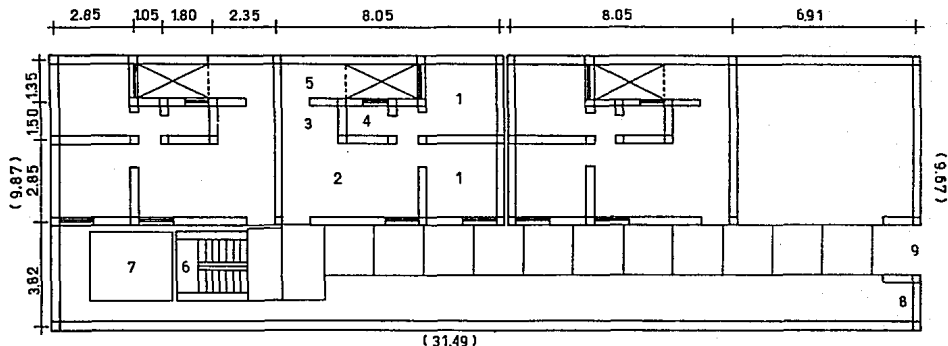
Para poder cumplir con la demanda de nueve viviendas se seleccionó el Prototipo S-III, en tres niveles.



- 30 A -

PLANTA BAJA

(31.56)



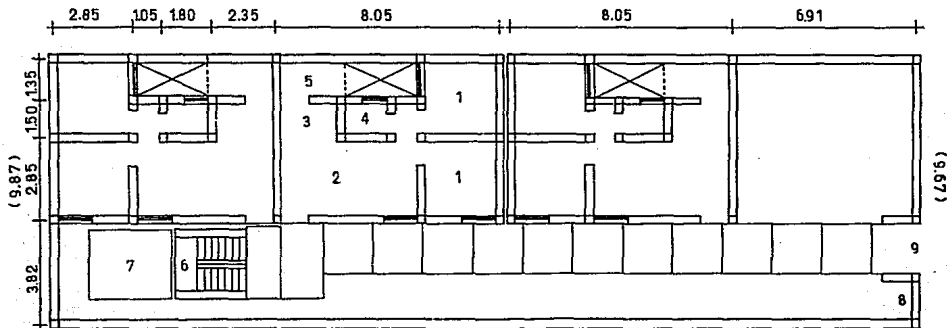
- 1 RECAMARA
- 2 ESTANCIA COMEDOR
- 3 COCINA
- 4 BAÑO
- 5 PATIO DE SERVICIO
- 6 ESCALERA
- 7 CISTERNA
- 8 CONCENTRACION DE MEDIDORES
- 9 ACCESO

LAS ACOTACIONES ESTAN DADAS EN METROS.

- 30 A -

PLANTA BAJA

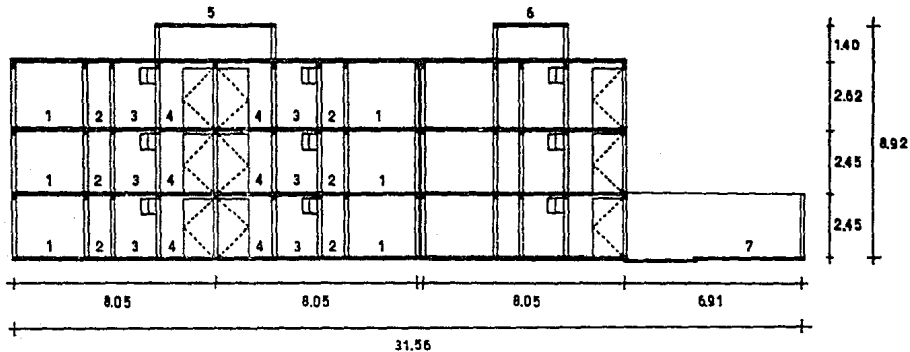
( 31.56 )



( 31.49 )

- 1 RECAMARA
- 2 ESTANCIA COMEDOR
- 3 COCINA
- 4 BAÑO
- 5 PATIO DE SERVICIO
- 6 ESCALERA
- 7 CISTERNA
- 8 CONCENTRACION DE MEDIDORES
- 9 ACCESO

LAS ACOTACIONES ESTAN DADAS EN METROS.



CORTE

Acotación en metros

1. RECAMARA

2. LAVABO

3. BAÑO

4. COCINA

5. 4 TINACOS

6. 2 TINACOS

7. LOCAL COMERCIAL A FUTURO

LOS PROTOTIPOS SE COMPONEN DE LOS SIGUIENTES LOCALES  
Y SUPERFICIES

LOCAL	SUPERFICIE EN M <sup>2</sup> PROTOTIPO S-III
RECAMARA 1	9.00
RECAMARA 2	9.00
ALCOBA	-----
ESTANCIA COMEDOR	15.50
COCINA CON FREGADERO	3.75
BAÑO CON W.C. LAVABO Y REGADERA	4.20
PATIO DE SERVICIO	3.45 PB 3.45 + 3.78 = 7.23
SUPERFICIE CONSTRUIDA POR VIVIENDA	45.19
SUPERFICIE DE ESCALERAS POR NIVEL	9.84






**SUPERFICIES DE VENTANAS PARA ILUMINACION POR LOCAL**

<b>LOCAL</b>	<b>SUPERFICIE EN M<sup>2</sup> PROTOTIPO S-III</b>
RECAMARA 1	1.44
RECAMARA 2	1.44
ALCOBA	----
ESTANCIA COMEDOR	1.44
COCINA	----
PATIO DE SERVICIO	----
BAÑO	0.36


El conjunto se compone de un edificio Tipo S - III en tres niveles conformado por tres viviendas en cada nivel.

Incluye núcleo de escaleras, áreas libres, local comercial y una viabilidad de penetración (indivisos de conjunto). No incluye área de estacionamientos de acuerdo a la siguiente carta No. 1. - proporcionada por la Coordinación General de Reordenación Urbana y Protección Ecológica ( C.G.R.U.P.E ).




DENSIDAD DE POBLACION

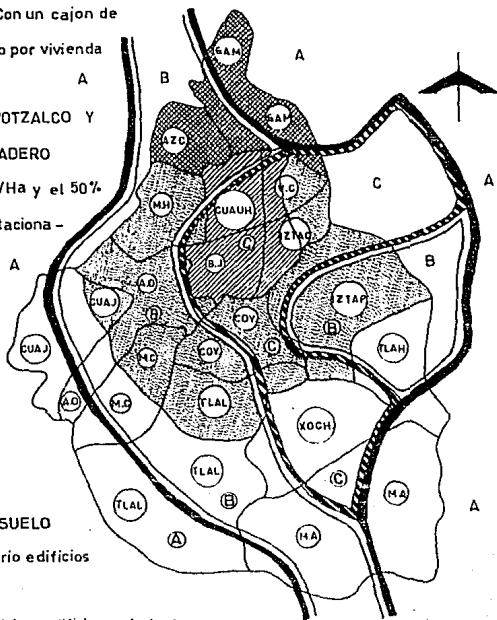
-  1800 Hab/Ha Sin cajones de estacionamiento
-  1200 Hab/Ha Con un cajon de estacionamiento por vivienda
-  400 Hab/Ha Con un cajon de estacionamiento por vivienda

DELEGACION AZCAPOTZALCO Y  
GUSTAVO A. MADERO

-  1600-1800 Hab/Ha y el 50% de cajones de estacionamiento

TIPOLOGIA DEL SUELO

-  A Zona de lomerio edificios a 5 niveles
-  B Zona de transicion edificios a 4 niveles
-  C Zona de lago edificios a 3 niveles



CARTA No.1

Se estima la población en 5.6 personas por vivienda, por lo que son 50.4 los habitantes del predio, teniéndose una densidad - de población de 1,636.95 HAB/ha obteniéndose de la siguiente manera :

DENSIDAD DE POBLACION:

$$( N.V \times N.H.P.V. / S.T ) \times ( 10,000 \text{ m}^2 / 1 \text{ ha} )$$

DONDE:

$$N.V = \text{Número de viviendas} = 9$$

$$N.H.P.V = \text{Número de habitantes por vivienda} = 5.6$$

$$S.T = \text{Superficie del terreno} = 307.89 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ ha} = 1 \text{ Hectárea} = 10,000 \text{ m}^2$$

DENSIDAD DE POBLACION:

$$( 9 \times 5.6 \text{ Hab} / 307.89 \text{ m}^2 ) \times ( 10,000 \text{ m}^2 / 1 \text{ Ha} )$$

DENSIDAD DE POBLACION: 1,636.95 HAB/ ha

#### SUPERFICIE DE ABERTURAS PARA VENTILACION NATURAL

LOCAL	SUPERFICIE EN M <sup>2</sup> PROTOTIPO S-III
RECAMARAS	0.72
ESTANCIA COMEDOR	0.72
COCINA	----
BAÑO	0.18
PATIO DE SERVICIO	----

SUPERFICIE DE UTILIZACION DEL SUELO

SUPERFICIE DEL TERRENO	307.89 m <sup>2</sup>
SUPERFICIE DE CONTACTO DE EDIFICIOS	135.57 m <sup>2</sup>
SUPERFICIE DE CONTACTO DE ESCALERAS	9.84 m <sup>2</sup>
SUPERFICIE DE CONTACTO DE LOCALES COMERCIALES	-----
SUPERFICIE DE AREAS LIBRES	158.89 m <sup>2</sup>
SUPERFICIE DE VIALIDAD Y ESTACIONAMIENTOS	-----
SUPERFICIE TOTAL CONSTRUIDA	479.07 m <sup>2</sup>

El índice de utilización del suelo con respecto a la su  
perficie del terreno es del 48 %.

RESUMEN DE SUPERFICIES

TOTAL DE VIVIENDAS PROTOTIPO S- III	9
SUPERFICIE DEL TERRENO	307.89 m <sup>2</sup>
SUPERFICIE DE DESPLANTE EDIFICIO	135.57 m <sup>2</sup>
SUPERFICIE DE VIALIDAD Y ESTACIONAMIENTO	-----
DENSIDAD DE POBLACION	1,636.95 HAB/ha
SUPERFICIE CONSTRUIDA POR VIVIENDA	45.19 m <sup>2</sup>
SUPERFICIE CONSTRUIDA CON INDIVISOS POR VIVIENDA	53.23 m <sup>2</sup>
SUPERFICIE TOTAL CONSTRUIDA (CON INDIVISOS)	479.07 m <sup>2</sup>

## 2.2. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

El Fideicomiso de Vivienda Desarrollo Social y Urbano ----- ( FIVIDESU ), solicitó llevar a cabo un estudio de mecánica de -- suelos en donde se proyecta la construcción de viviendas de inte-- rés social.

El predio se encuentra ubicado en la calle Atzayacatl No. 43 Colonia Moderna, Delegación Benito Juárez. FIG. 2.1.

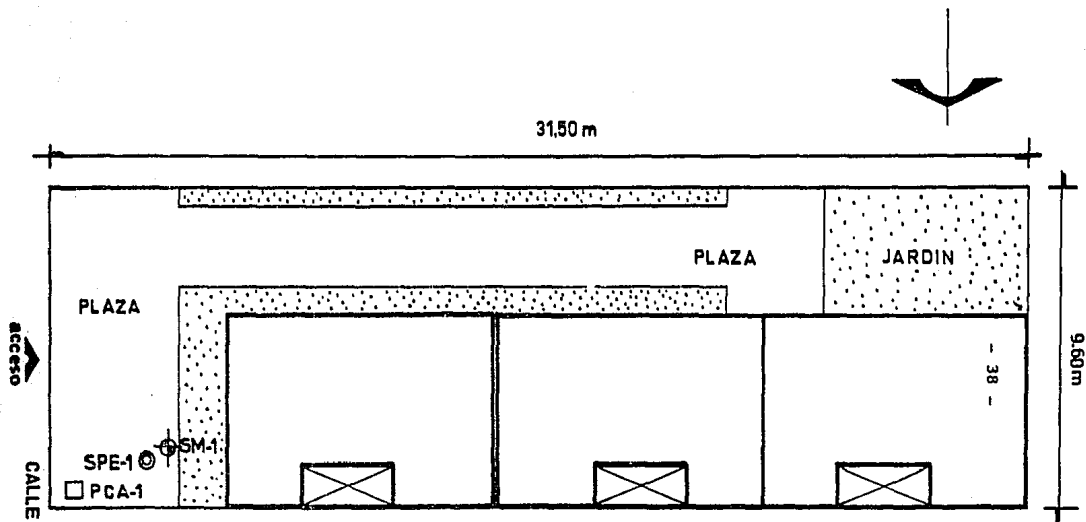
Los edificios estan estructurados a base de muros de carga - ( Bloques de concreto tipo pesado ), las losas y castillos son de concreto reforzado.

El objetivo de este estudio es determinar las característi-- cas estratigráficas del sitio y poder indicar la alternativa de - cimentación conveniente para la estructura del edificio.

El proyecto de la unidad habitacional contempla la construc-- ción de un edificio de dos niveles, con dimensiones en planta de 5.80 m X 18.60 m, estructurado con muros de mampostería, casti-- llos y losas de concreto reforzado.

Se estima que la descarga unitaria media a nivel de desplan-- te será del orden de 2.5 Ton / m<sup>2</sup>.

Los trabajos de campo consistieron en efectuar un sondeo pro  
fundo y un pozo a cielo abierto, la ubicación de las exploracio--  
nes se indica en la FIG. 2.2.



**SIMBOLOGIA:**

- ⊙ SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR (SPE)
- ⊕ SONDEO MIXTO (SM)
- POZO A CIELO ABIERTO (PCA)

FIGURA 2.2

### 2.2.1. POZO A CIELO ABIERTO

Para conocer las características superficiales del suelo, se excavó con pico y pala un pozo a cielo abierto denominado PCA-1 - en la FIG 2.3 se presenta el corte estratigráfico, el cual alcanza una profundidad de 2.20 m donde se observó la presencia de aguas freáticas y en la FIG. 2.2 se incluye un croquis de localización del pozo dentro del predio.

### 2.2.2. SONDEOS PROFUNDOS

Se empleó una máquina perforadora LONGYEAR 24, bomba para lodos y tubería de perforación AN. Se obtuvieron muestras representativas por debajo del nivel freático, utilizando el método de penetración estándar y recuperación de muestras inalteradas con tubos de pared delgada Tipo Shelby.

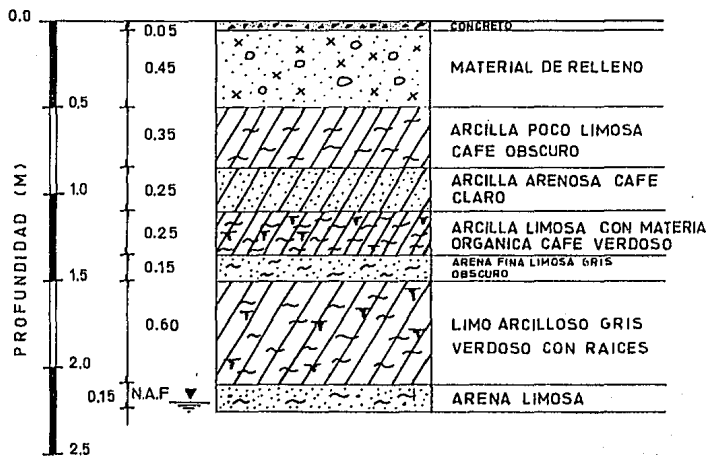
#### SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

Con este sondeo se obtienen muestras representativas del suelo, para determinar su resistencia y deformabilidad ante esfuerzos inducidos por la estructura, se empleo el método de penetración estándar de acuerdo a las Normas ASTM (Sociedad Americana para el ensayo de Materiales ) en el cual se anota el número -



de golpes para hincar 30 cm de la parte media del muestreador. El sondeo se denominó SPE-1 donde se alcanzó una profundidad de 20.0 m, la ubicación del sondeo se muestra en la FIG 2.2 y el perfil - estratigráfico se presenta en la FIG. 2.4 en el que se incluye -- la variación de la resistencia a la penetración estandar (N) con - la profundidad.






P C A - 1



TITULO: PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL PCA-1

ESC 1:20

FIGURA 2.3

 ARCILLA   
  ARENA   
  RELLENO   
  LIMO   
  GRAVA

T.S.= TUBO SHELBY    A.T.= AVANCE CON TRICONICA

A=ARENA (%/o)    F=FINOS (%/o)

PERFIL ESTRATIGRAFICO

SONDEO: SPE-1    N.A.F.: 2,20m

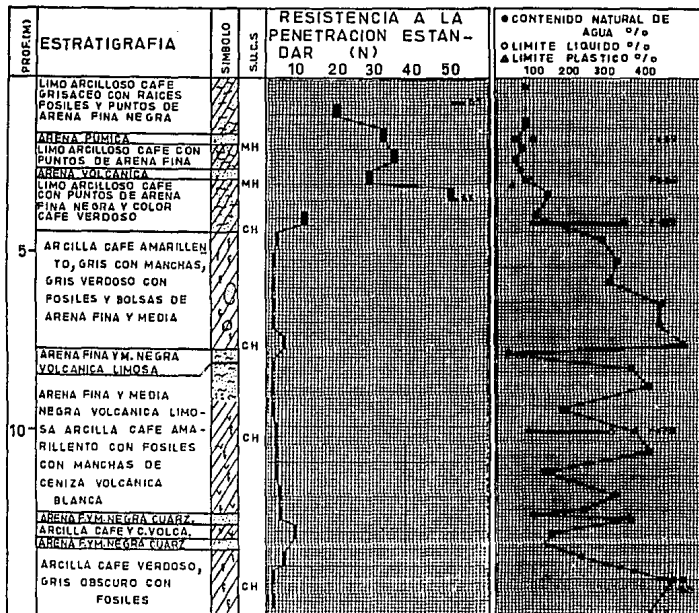







FIGURA No. 2.4

 ARCILLA  
  ARENA  
  RELLENO  
  LIMO  
  GRAVA

T.S.=TUBO SHELBY

A.T.=AVACE CON TRICONICA

A=ARENA (°/°)

F=FINOS (°/°)

PERFIL ESTRATIGRAFICO

SONDEO: SPE-1      N.A.F: 2.20m

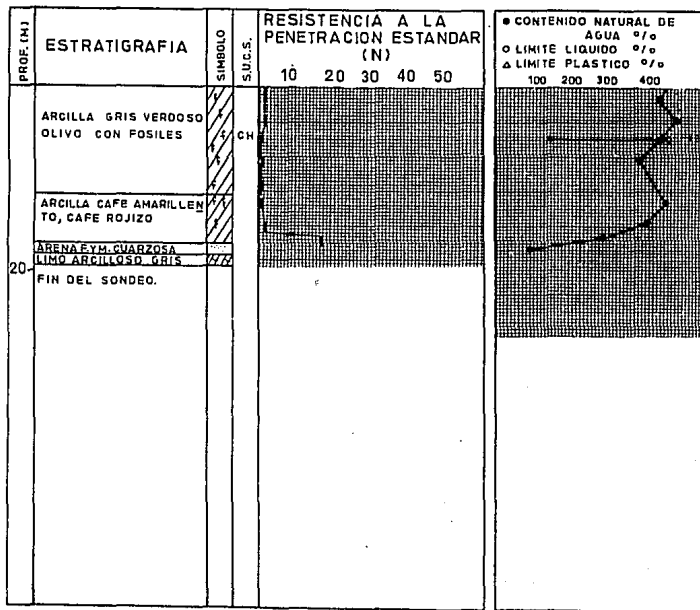


FIGURA No. 2.4.1

#### SONDEOS DE MUESTREO SELECTIVO

El sondeo selectivo ( SS-I ) tuvo por objeto recuperar muestras inalteradas de los suelos en base a las condiciones estratigráficas determinadas a partir de la variación de resistencia a la penetración estandar ( Sondeo SPE-1 ).

Las muestras obtenidas con tubo de pared delgada ( Tipo Shelby ) se obtuvieron a las profundidades de 3.50 m y 7.50 m, en la FIG. 2.4 se muestra el perfil estratigráfico.

Con objeto de clasificar los suelos se llevaron a cabo los ensayos siguientes:

- Clasificación visual y al tacto
- Contenido natural de agua
- Determinación del porcentaje de Finos
- Análisis granulométrico
- Límites de consistencia líquido y plástico

### 2.3. PROPIEDADES MECANICAS

A las muestras inalteradas obtenidas en el sondeo selectivo - se les efectuaron ensayos encaminados a determinar los parámetros de resistencia y deformabilidad del subsuelo mediante los siguientes ensayos:

- Resistencia a la compresión no confinada.
- Resistencia a la compresión triaxial bajo condiciones no consolidadas no drenadas
- Ensaye de consolidación unidimensional

Los resultados se presentan en forma gráfica en las FIG. 2.5 a la 2.8.1 y un resumen en forma tabular en las TABLAS 1 y 2.

- 46 -  
COMPRESION SIMPLE  
SONDEO SS-1

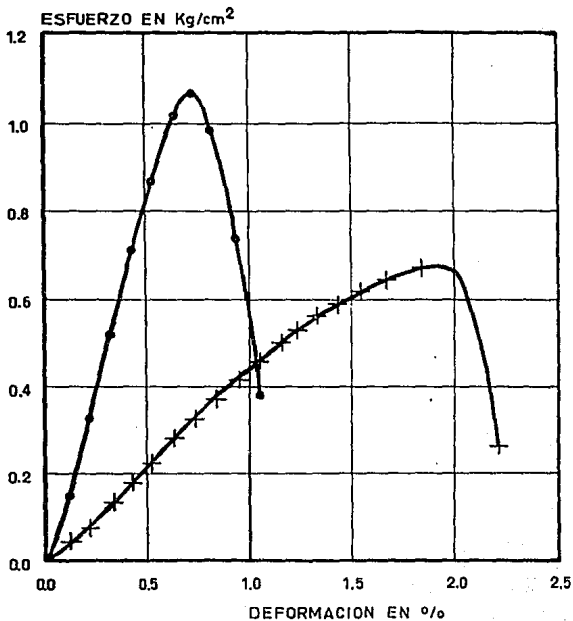
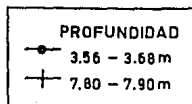


FIGURA 2.5

TABLA NO. 1 RESUMEN DE ENSAYES DE RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE

SONDEO	MUESTRA NO.	PROFUNDIDAD M.	W %	$\gamma_m$ T/m <sup>3</sup>	e	Gs %	qu Kg/m <sup>2</sup>	Ef %	Es Kg/cm <sup>2</sup>
SS-1	1	3.56 - 3.68	105.8	1.363	2.653	96.5	1.10	0.74	162.5
SS-1	2	7.80 - 7.90	340.2	1.219	7.554	100.0	0.69	2.10	43.1

- 47 -

N O M E N C L A T U R A

W = Contenido natural de agua

$\gamma_m$  = Peso volumetrico natural

e = Relación de vacios

Gs = Grado de saturación

qu = Resistencia a la compresión simple

Ef = Deformación a la falla

Es = Módulo elástico del suelo



TRIAIXIAL NO CONSOLIDADA NO DRENADA

SONDEO SS-1

PROF. 3.56-3.68 m

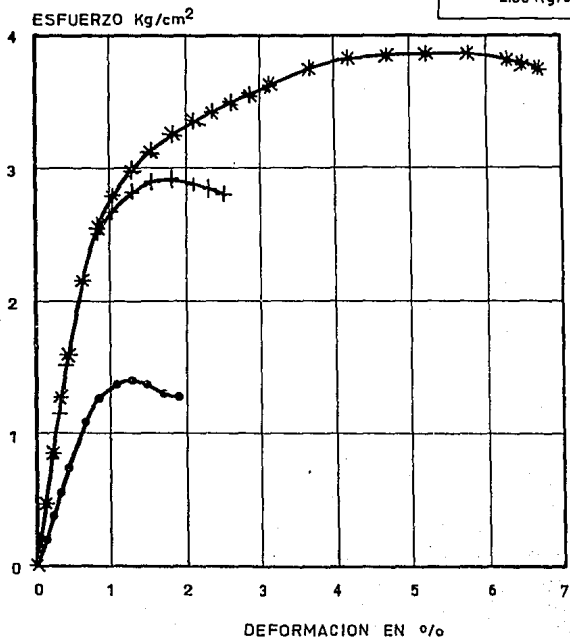


FIGURA 2.6

TRIAJAL NO CONSOLIDADA NO DRENADA

SONDEO. SS-1 PROF. 7.80-7.90 m

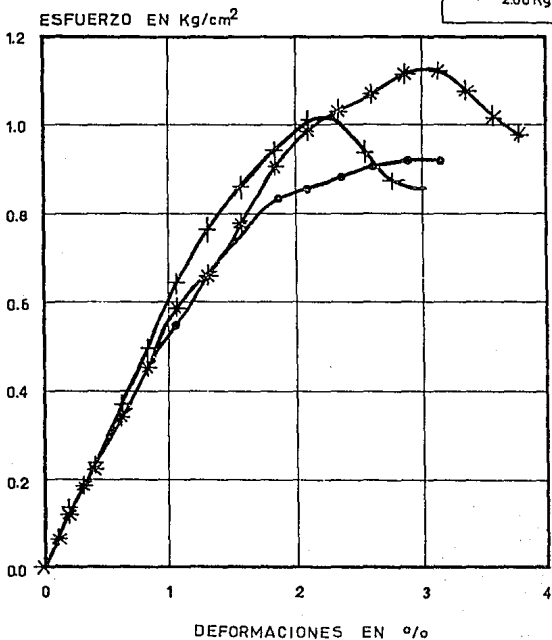


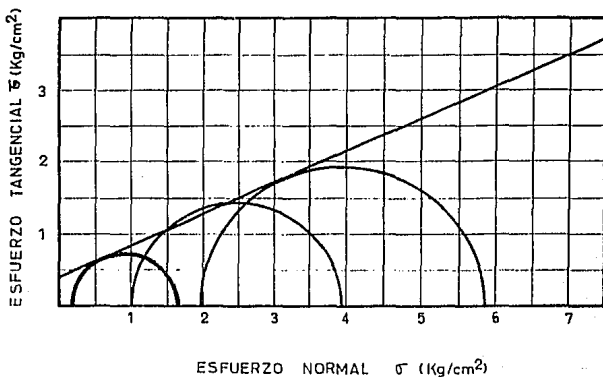
FIGURA 2.6.1

S <sub>s</sub>	W <sub>i</sub> o/o	W <sub>f</sub> o/o	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>	G <sub>i</sub> o/o	G <sub>f</sub> o/o	γ <sub>H</sub> Kg/m <sup>3</sup>	γ <sub>s</sub> Kg/m <sup>3</sup>	ESFUERZO PRINCIPAL	
									σ <sub>m</sub> MENOR Kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>i</sub> - σ <sub>m</sub> Kg/cm <sup>2</sup>
2.42	104.6		2.641		95.9		1360	665	0.25	1.40
2.42	96.8		2.425		96.6		1391	707	1.00	2.92
2.42	97.7		2.597		95.8		1374	688	2.00	3.87

S.U.C.S. LIMO ARCILLOSO CAFE VERDOSO

C=0.38 Kg/cm<sup>2</sup>

β=23.7°



COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

SONDEO : SS-1

PROF: 3.56 - 3.68 m

FIGURA 2.7

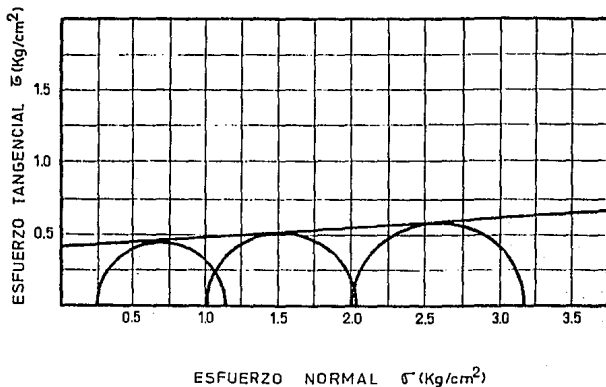
S <sub>s</sub>	W <sub>i</sub> o/o	W <sub>f</sub> o/o	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>	G <sub>i</sub> o/o	G <sub>f</sub> o/o	x <sub>H</sub> kg/m <sup>3</sup>	x <sub>S</sub> kg/m <sup>3</sup>	ESFUERZO PRINCIPAL	
									σ <sub>m</sub> MENOR kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>1</sub> - σ <sub>m</sub> kg/cm <sup>2</sup>
2.37	329.8		7.495		100.0		1199	279	0.25	0.92
2.37	332.8		7.379		100.0		1224	283	1.00	1.02
2.37	328.4		7.450		100.0		1202	280	2.00	1.13

S.U.C.S. ARCILLA CAFE CON FOSILES Y MANCHAS DE CENIZA

ROLCOMICA BLANCA

C=0.40 Kg/cm<sup>2</sup>

β=4.2°



COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

SONDEO : SS-1

PROF. 7.80-7.90 m

FIGURA 2.7.1

TABLA NO. 2 RESUMEN DE ENSAYES DE RESISTENCIA A LA COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	W	$\gamma_H$	e	Gs	c	$\phi$
	NO.	M	%	Kg/m <sup>3</sup>		%	Kg/cm <sup>2</sup>	Grados
SS-1	1	3.56 - 3.68	99.7	1,375	2.554	96.1	0.38	23.7
SS-1	1	7.80 - 7.90	330.3	1,208.3	100.0	100.0	0.40	4.2

1  
5  
1

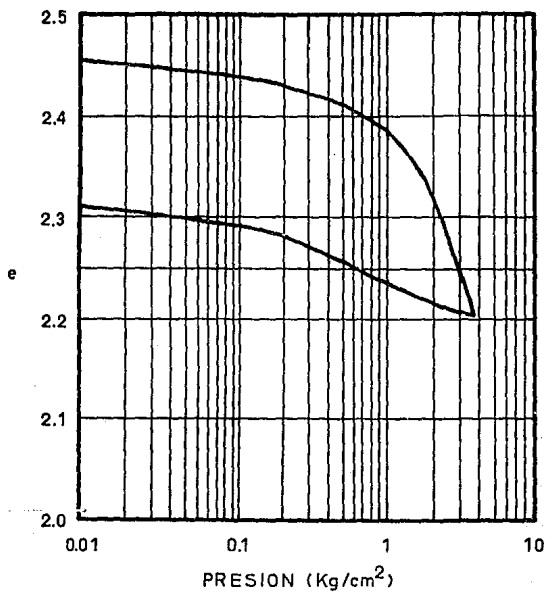
N O M E N C L A T U R A

- W = Contenido natural de agua
- $\gamma_H$  = Peso volumetrico natural
- e = Relación de vacios
- Gs = Grado de saturación
- c = Cohesión
- $\phi$  = Angulo de fricción

CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

SONDEO SS-1

PROF: 3.68-3.78m



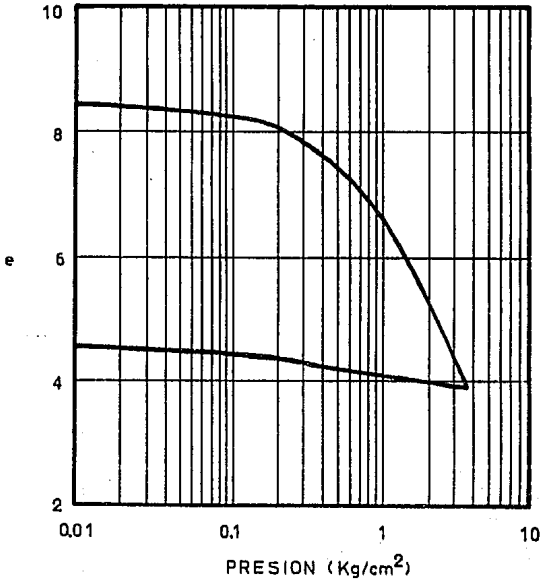
e, RELACION DE VACIOS

FIGURA 2.8

CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

SONDEO SS-1

PROF: 7.90-8.00m



e, RELACION DE VACIOS

FIGURA 2.8.1

## 2.4. ESTRATIGRAFIA ZONIFICACION DEL PREDIO

Para fines de aplicación del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal vigente, el sitio en estudio se encuentra ubicado dentro de la zona III, denominado zona del lago.

### ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS

Se determinó a partir de los sondeos de penetración estandar y muestreo selectivo, la estratigrafía que a continuación se describe.

#### PROFUNDIDAD

#### DESCRIPCION

0 a 3.5 m

Costra superficial (CS) con un espesor de 3.5 m aproximadamente, constituida por limos arcillosos y limos arenosos de color gris.

#### Características:

W = 56 % a 87 %

F = 63 % a 67 %

$\gamma_m$  = 1.35 Ton/m<sup>3</sup>

qu = 0.69 a 1.10 Kg/cm<sup>2</sup>

Cuu = 3.08 Ton/m<sup>2</sup>

$\phi_{uu}$  = 23.70



**PROFUNDIDAD**

de 3.5 m  
a más de 30 m

**DESCRIPCION**

Formación arcillosa superior, -  
arcilla de consistencia muy --  
blanda y vidrio volcánico in--  
tercalado a diferentes profun--  
didades. La formación es muy  
compresible y de baja resistenu  
cia al esfuerzo cortante.

**Características:**

$F = 72 \% \text{ a } 99 \%$

$W = 141 \% \text{ a } 451 \%$

$\gamma_m = 1.208 \text{ a } 1.219 \text{ Ton/m}^3$

$q_u = 0.69 \text{ Kg/cm}^2$

## 2.5 ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION

Tomando en cuenta la estratigrafía que constituye al subsuelo y conociendo las propiedades mecánicas del mismo se confirma - que el subsuelo está constituido por material de baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad.

Considerando la descarga que la estructura transmite a la subestructura ( 2.5 Ton / m<sup>2</sup> ), la cimentación se resuelve mediante una losa rigidizada con trabes apoyadas a una profundidad de desplante (Df) igual a 0.80 m, que estará apoyada en la capa superficial teniendo un espesor de 3.5 m.

### CAPACIDAD DE CARGA

Para evaluar el estado límite de falla de la cimentación se debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$Q \leq \frac{F_o}{A} < C_u N_c \frac{E_R}{\gamma} + P \quad (I)$$

Donde:

- Q = Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta, en Ton.
- A = Area de la cimentación en m<sup>2</sup>
- Cu = Cohesión obtenida de ensayos triaxiales no consolidados no drenados en Ton / m<sup>2</sup>

- Pv = Presión vertical total a la profundidad de des--  
plante por peso propio del suelo en Ton/m<sup>2</sup>
- Nc = Coeficiente de capacidad de carga
- F<sub>R</sub> = Factor de resistencia igual a 0.35
- Fo = Factor de carga

El segundo termino de la expresión corresponde a la capaci--  
dad de carga admisible del suelo, expresión propuesta en las Nor--  
mas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del  
Distrito Federal.

Tomando en cuenta los parámetros de resistencia del suelo ob--  
tenidos en los ensayos de laboratorio, se calculó la capacidad de  
carga admisible considerando una cimentación superficial, con una  
cohesión de 3.5 Ton/m<sup>2</sup>.

El factor de carga empleado es de 1.4 para solicitaciones  
por carga estática, por lo que se obtuvo el siguiente resultado.

$$Q \quad F_o / A = 3.64 \text{ Ton/m}^2$$

La capacidad de carga del suelo bajo estas condiciones es de  
8.05 Ton/m<sup>2</sup>, cumpliendo con la expresión I

Bajo solicitaciones accidentales se encontró que el momento generado por sismo es igual a 184.12 Ton - m. de tal manera que - las dimensiones reducidas de la cimentación son:

$$B' = 3.986 \text{ m}$$

$$L' = 18.213 \text{ m}$$

De esta manera se calculó la presión transmitida al suelo, - bajo el efecto de la carga sísmica el cual fué afectado por un -- factor de carga de 1.1 , obteniéndose el siguiente resultado

$$Q Fc / A = 4.25 \text{ Ton / m}^2$$

Encontrando que la capacidad de carga del suelo es de 8.00 Ton / m<sup>2</sup> cumpliendo con la expresión I

## 2.6. HUNDIMIENTOS

Los hundimientos son producidos por el peso total de la estructura los cuales generan incrementos de esfuerzos en el suelo provocando hundimientos a corto y largo plazo, al sumarse dichos hundimientos se obtiene el hundimiento total de la estructura.

### 2.6.1. HUNDIMIENTOS A CORTO PLAZO

Los hundimientos inmediatos se estimaron tomando en cuenta el criterio de Steinbrenner. De acuerdo con este criterio el hundimiento vertical ( $d_H$ ) bajo una esquina de un área rectangular - cargada colocada en la superficie de una capa de espesor  $D$  esta dada por:

$$d_H = q B ( ( 1 - \nu^2 ) F_1 + ( 1 - \nu - 2 \nu^2 ) F_2 ) / E_s$$

Donde;

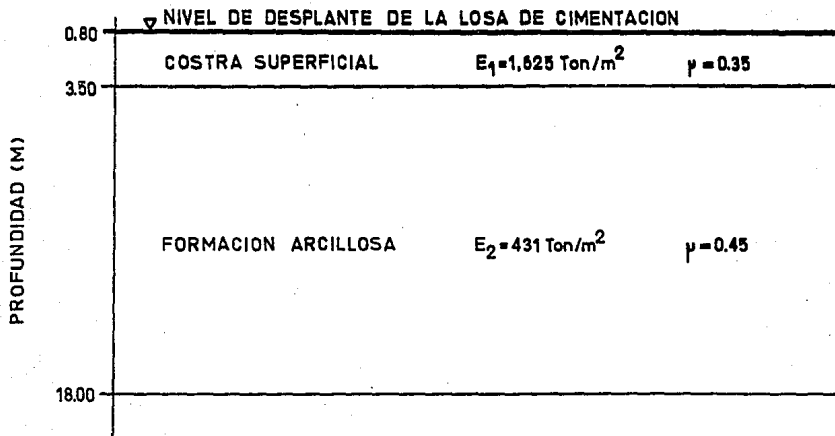
- $d_H$  = Hundimiento en la esquina del área cargada en m
- $q$  = Carga uniformemente repartida en el área en Ton/m<sup>2</sup>
- $B$  = Ancho del área cargada en m
- $\nu$  = Relación de Poisson del suelo
- $E_s$  = Módulo de elasticidad del suelo en Ton /m<sup>2</sup>

- $F_1$  y  $F_2$  = Factores de influencia, que depende de las relaciones  $D / B$  y  $L / B$
- $D$  = Espesor del estrato en m
- $L$  = Largo del área cargada en m

se aplicó el criterio anterior a la estratigrafía mostrada en la FIG 2.9. El módulo de elasticidad de la costra superficial (  $1,625 \text{ Ton/m}^2$  ) y el módulo de elasticidad de la formación arcillosa (  $431 \text{ Ton/m}^2$  ), fueron determinados a partir de las pruebas de compresión simple. La relación de Poisson se considero -- para el primer estrato igual a 0.35, para el segundo estrato se tomo igual a 0.45. Para los dos estratos, la expresión anterior puede aplicarse considerando que:

$$d_{HT} = d_{H1} ( E_1 , v_1 ) + ( d_{H2} ( E_2 , v_2 ) - d_{H1} ( E_2 , v_2 ) )$$

De acuerdo con lo anterior se obtienen hundimientos en la esquina del área cargada igual a 1.2 cm, y de 3.1 cm al centro.



ESTRATIGRAFIA UTILIZADA PARA LA DETERMINACION DE HUNDIMIENTOS ELASTICOS

FIGURA 2.9

### 2.6.2 HUNDIMIENTOS DIFERIDOS

Los hundimientos a largo plazo se determinaron a partir de las curvas de compresibilidad obtenidas en el laboratorio, previa evaluación de la distribución de incrementos de esfuerzos en el medio.

Para evaluar la distribución de esfuerzos en el suelo se tomó en cuenta el caso de un estrato rígido subyacente por un suelo suave compresible. En este caso, el estrato rígido tiene la tendencia a producir un efecto de losa sobre el depósito de suelo suave; por consiguiente, el esfuerzo en la interface será menor al dado por la Teoría de Boussinesq, lo cual reducirá la magnitud de los hundimientos a largo plazo.

Los hundimientos calculados fueron de 15.6 cm al centro del área cargada y de 7.1 cm en las esquinas.



### 3.1 DISEÑO DE CONTRATRABE

#### DISEÑO DE LA CIMENTACION

##### ESPECIFICACIONES DE MATERIALES:

Concreto	$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$
Acero de estribos	$f_y = 2,530 \text{ Kg/cm}^2$
Concreto en plantilla	$f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
Tamaño máximo de agregados	20 mm

Peso de la estructura por gravedad

Bajada de cargas

Losa de azotea =  $45.26 \text{ m}^2$

$W_{\text{Azotea}} = (399 \text{ Kg/m}^2 + 40 \text{ kg/m}^2) 45.26 \text{ m}^2 = 19,869.14 \text{ Kg}$

$W_{\text{Azotea}} = 19.87 \text{ Ton}$

Longitud de muros =  $37.14 \text{ m}$

$W_{\text{Muros}} = 37.14 \text{ m} \times 782 \text{ Kg/m} = 29,043.48 \text{ Kg}$

$W_{\text{Muros}} = 29.04 \text{ Ton}$

Area de antepechos =  $1.20 \text{ m}^2 + 1.30 \text{ m}^2 + 1.30 \text{ m}^2 + 1.80 \text{ m}^2$

Area de antepechos =  $5.60 \text{ m}^2$

$W_{\text{Antepechos}} = 5.60 \text{ m}^2 \times 340 \text{ Kg/m}^2 = 1,904 \text{ Kg} = 1.90 \text{ T}$

Vidrios =  $0.200 \text{ Ton}$

$W_{\text{(Antepechos + Vidrios)}} = 1.90 \text{ T} + 0.20 \text{ T} = 2.10 \text{ T}$

Losa de entrepiso =  $45.26 \text{ m}^2$

$W_{\text{Entrepiso}} = (385 \text{ Kg/m}^2 + 170 \text{ Kg/m}^2) 45.26 \text{ m}^2$

$W_{\text{Entrepiso}} = 25,119.30 \text{ Kg} = 25.12 \text{ Ton}$

DESCARGA A NIVEL DE TERRENO NATURAL

( INDIVIDUAL )

NIVELES		TRES
Azotea	(1)	19.87 Ton
Muros	(3)	87.12 Ton
Entrepisos	(2)	50.24 Ton
Antepechos	(3)	6.30 Ton
TOTAL		163.53 Ton

$$\text{DESCARGA} = 163.53 \text{ T} / 45.26 \text{ m}^2 = 3.61 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

PESO DE LA ESTRUCTURA POR GRAVEDAD  
DESCARGA A NIVEL DE TERRENO NATURAL  
( 2 MODULOS)

NIVELES	PESOS
Azotea	19.87 T X 2 = 39.74 T
Muros	87.12 T X 2 = 174.29 T
Entrepisos	50.24 T X 2 = 100.48 T
Antepechos	6.30 T X 2 = 12.60 T
TOTAL	327.11 T

$$\text{DESCARGA} = 327.11 \text{ T} / (45.26 \text{ m}^2 \times 2)$$

$$\text{DESCARGA} = 3.61 \text{ T/m}^2$$

$$W = 3.61 \text{ T/m}^2$$

$$W_u = 1.4 \times 3.61 \text{ T/m}^2$$

$$W_{u1} = 5.06 \text{ T/m}^2$$

DISEÑO DE CONTRATRABE

$$W_B = 5.06 \text{ T/m}^2 \times A$$

$$A = \text{Area Tributaria}$$

$$A = 2.60 \text{ m} \times 2.85 \text{ m} = 7.41 \text{ m}^2$$

$$W_B = 5.06 \text{ T/m}^2 \times 7.41 \text{ m}^2 = 37.49 \text{ T}$$

Bajo toda la cimentación se colocará una plantilla de 5.0 cm de concreto con una resistencia  $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ .

La Contratrabe se resolverá como un semiempotramiento por lo que el Momento Flexionante y la Fuerza Cortante se obtendrán de la siguiente manera.

$$M = W l / 10$$

$$V = W / 2$$

Teniendo como datos:  $W = 37.49 \text{ T}$  y  $l = 2.85 \text{ m}$  se obtiene

$$M = (37.49 \text{ T})(2.85 \text{ m}) / 10$$

$$M = 10.69 \text{ T.m}$$

$$V = 37.49 \text{ T} / 2$$

$$V = 18.74 \text{ T}$$

$$Mu = 10.69 \text{ T.m}$$

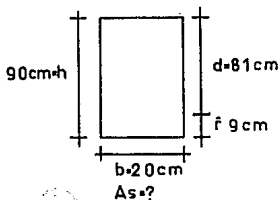
$$Mn = Mu / \phi$$

$\phi = 0.90$  Para Flexión, Tensión Axial  
y Combinaciones de Flexión y  
Tensión

$$M_n = 10.69 \text{ T.m} / 0.90$$

$$M_n = 11.88 \text{ T.m}$$

SOLUCION: Se propone una viga de 90 cm X 20 cm



Especificación de materiales

$$f'c = 200 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$M_n = b d^2 f'c w (1 - 0.59 w)$$

$$M_n = 11.88 \text{ T.m} = 1'188,000 \text{ Kg.cm}$$

$$1'188,000 = 20 \times 81^2 \times 200 \times w (1 - 0.59 w)$$

Despejando "w" se obtiene

$$w^2 - 1.6949 w + 0.0768 = 0$$

$$\text{Solución: } w_1 = 1.6483 \text{ y } w_2 = 0.0466$$

$$w = Pfy / f'c$$

Despejando P se obtiene

$$P = w f'c / f_y$$

Teniendo como datos  $w = 0.0466$ ,  $f'c = 200 \text{ Kg / cm}^2$  y ----  
 $f_y = 4,200 \text{ Kg / cm}^2$

$$P = (0.0466)(200) / 4,200$$

$$P = 0.0022$$

$$A_s = P b d$$

$$A_s = 0.0022 \times 20 \times 81$$

$$A_s = 3.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si } v^s \#5 \quad a_s = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. } v^s = 3.59 \text{ cm}^2 / 1.99 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } v^s \# 5$$

$$A_s (\text{Real}) = 2 \times 1.99 \text{ cm}^2 = 3.98 \text{ cm}^2$$

#### REVISION

$$a = A_s f_y / 0.85 f'c b$$

$$a = (3.98 \times 4,200) / (0.85 \times 200 \times 20)$$

$$a = 4.9165 \text{ cm}$$

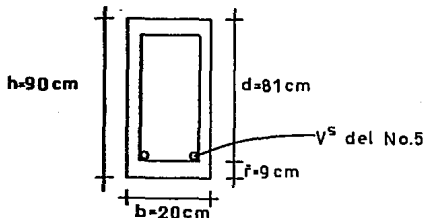
$$M_n = A_s f_y (d - (a/2))$$

$$M_n = 3.98 \times 4,200 (81 - (4.9165 / 2))$$

$$M_n = 1'312,903.89 \text{ Kg.cm} = 13.13 \text{ T.m}$$

$$M_u = 13.13 \text{ T.m} \times 0.9 = 11.82 \text{ T.m}$$

$$10.69 \text{ T} < 11.82 \text{ T}$$



$$\overline{P_b} = 0.020238$$

$$P_{\text{máx}} = 0.75 \overline{P_b} = 0.75 \times 0.020238$$

$$P_{\text{máx}} = 0.01517$$

$$P_{\text{mín}} = 14 / f_y = 14 / 4,200 = 0.00333$$

$$P = A_s / b d$$

$$P = 3.98 \text{ cm}^2 / (20 \text{ cm} \times 81 \text{ cm})$$

$$P = 0.0025$$

$$0.0025 < P_{\text{mín}} = 0.00333 < P_{\text{máx}} = 0.01517$$

### CORTANTE

Se procede a realizar el cálculo para obtener el número de la varilla que será utilizada para hacer los estribos y su separación.

$$V = W / 2 = 37.49 \text{ T} / 2 = 18.75 \text{ T}$$

#### DATOS

$$f'c = 200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$fy = 4,200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 81 \text{ cm}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

$$As = 3.98 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.85 \text{ Para Cortante}$$

#### SOLUCION

$$Vu \text{ (Paño)} = 17.43 \text{ T}$$

$$Vud = 6.84 \text{ T}$$

$$(\phi Vc + \phi Vs)_{\text{máx}} = 0.85 \times 0.0028 \sqrt{f'c} \text{ bd}$$

$$(\phi Vc + \phi Vs)_{\text{máx}} = 0.85 \times 0.0028 \sqrt{200} \times 20 \times 81$$

$$(\phi Vc + \phi Vs)_{\text{máx}} = 54.526 \text{ T}$$

$$(\phi Vc) \text{ c/est} = 0.85 \times 0.00054 \sqrt{f'c} \text{ bd}$$

$$(\phi Vc) \text{ c/est} = 0.85 \times 0.00054 \sqrt{200} \times 20 \times 81$$

$$(\phi Vc) \text{ c/est} = 10.52 \text{ T}$$

$$(\phi Vc) \text{ s/est} = 0.85 \times 0.0003 \sqrt{f'c} \text{ bd}$$



$$(\phi V_c)_{s/est} = 0.85 \times 0.0003 \sqrt{200} \times 20 \times 81$$

$$(\phi V_c)_{s/est} = 5.84 \text{ T}$$

$$(\phi V_c + \phi V_s)_{\text{máx}} > V_{ud}$$

$$54.53 \text{ T} > 6.84 \text{ T}$$

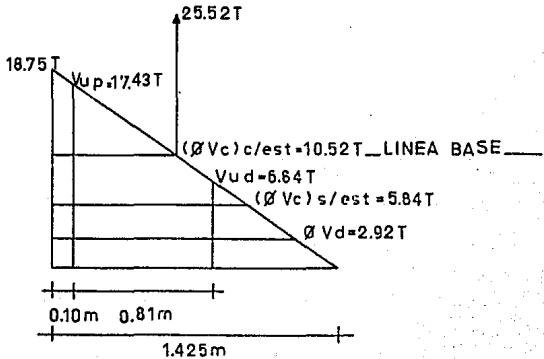
La sección es adecuada para tomar cortante

$$\text{Si } E \sqcup \# 3 @ d / 3$$

$$\phi V_s = 15 \text{ T}$$

$$\text{Por lo tanto } E \sqcup \# 3 @ d / 3 = 81 / 3 = 27 \text{ cm}$$

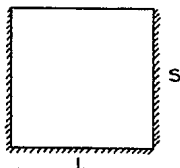
Se colocarán estribos del # 3 @ 25 cm



### 3.1.2 DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACION

#### LOSA INTERMEDIA

DESCARGA  $W = 5.06 \text{ T / m}^2$



$s = 2.85 \text{ m}$

$L = 2.85 \text{ m}$

Peralte mínimo "d"

$$d = ((( 2.85 \times 2 \times 1.50) + (2.85 \times 2) ) / 3 )$$

$$d = 4.75 \text{ cm}$$

Factor de Amplificación

$$F_a = 0.034 \times \sqrt[4]{2,530 \times 5,060}$$

$$F_a = 2.03$$

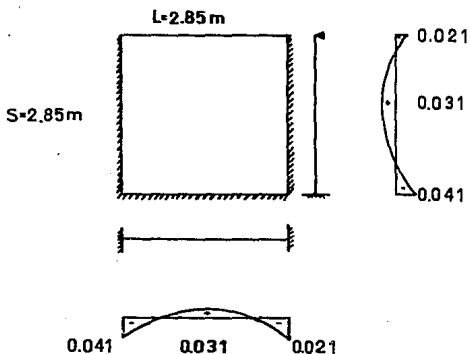
Por lo tanto  $d = 4.75 \text{ cm} \times 2.03 = 9.64 \text{ cm}$

Se utiliza una losa de 15 cm de espesor

$$H = 15 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm y } \bar{r} = 3 \text{ cm}$$

$L/S = 2.85 \text{ m} / 2.85 \text{ m} = 1 < 2$  La losa trabaja en dos direcciones

$$m = S/L = 2.85 \text{ m} / 2.85 \text{ m} = 1$$



$$M = cws^2$$

CLARO CORTO

$$M_{(-)} = 0.021 \times 5,060 \times 2.85^2 = 863 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)} = 0.031 \times 5,060 \times 2.85^2 = 1,274 \text{ Kg.m}$$

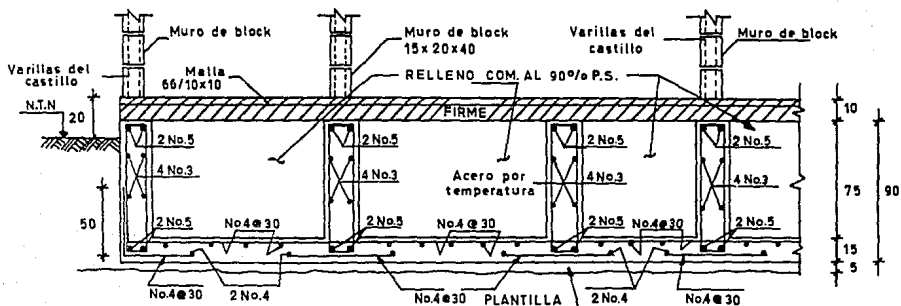
$$M_{(-)} = 0.041 \times 5,060 \times 2.85^2 = 1,685 \text{ Kg.m}$$

CLARO LARGO

$$M_{(-)} = 0.021 \times 5,060 \times 2.85^2 = 863 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)} = 0.031 \times 5,060 \times 2.85^2 = 1,274 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(-)} = 0.041 \times 5,060 \times 2.85^2 = 1,685 \text{ Kg.m}$$



Acotación en centímetros

DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACION

Mu Kg-m	$\frac{Mu}{\phi f'c bd^2}$	$w = \frac{P fy}{f'c}$	$p = \frac{w f'c}{fy}$	$p_{min} = \frac{14}{fy}$	$As = Pbd$ cm <sup>2</sup>	S cm	S <sub>máx</sub> 3h=45cm
------------	----------------------------	------------------------	------------------------	---------------------------	-------------------------------	---------	-----------------------------

CLARO CORTO

863	0.03	0.03	0.0014	0.0033	3.96	32	45
1274	0.05	0.05	0.0024	0.0033	3.96	32	45
1685	0.07	0.07	0.0033	0.0033	3.96	32	45

CLARO LARGO

863	0.03	0.03	0.0014	0.0033	3.96	32	45
1274	0.05	0.05	0.0024	0.0033	3.96	32	45
1685	0.07	0.07	0.0033	0.0033	3.96	32	45

Si Varillas del No.4  $a_s=1.27\text{cm}^2$

### 3.2. SUPERESTRUCTURA

#### 3.2.1. ANTECEDENTES DE LOS MUROS DE MAMPOSTERIA

Los muros de carga de mampostería son los elementos estructurales más empleados en México, ya que resisten tanto fuerzas verticales como horizontales, su utilización a sido muy importante en la construcción de edificios de cinco y seis niveles en la modalidad de dalas y castillos.

El confinamiento de muros de mampostería con dalas y castillos se comenzó a realizar por los años treinta y cuarenta. Generalizandose esta práctica en los años cincuenta debido a las acciones sísmicas que se presentarán en dicha década, lo que dió lugar a la primera Reglamentación en México.

Los materiales de que se disponía en aquel tiempo son tabique rojo recocado de 14 cm. de espesor, los castillos se armaban con varillas de  $3/8"$  con fluencia de  $2,400 \text{ Kg/cm}^2$ , que era la varilla más delgada que se hacía y del único acero que se fabricaba los estribos eran de alambroón de  $1/4"$  espaciados a cada 20 cm. Esta práctica se sigue utilizando hoy en día con la diferencia de que el esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal es Grado 42 (G - 42,  $4,200 \text{ Kg/cm}^2$ ).

Con la evolución de las características de las piezas de mampostería se han propuesto alternativas de refuerzo como es el colocar refuerzo interior en las oquedades de las piezas y el embe-

bido en el mortero como refuerzo horizontal en las juntas entre las piezas.

En la construcción de vivienda se emplean refuerzos como son 3/8" en G-42, así como electrosoldados en G-50.

La utilización de los diferentes refuerzos en la construcción de vivienda representan el 47% de la producción anual de acero a nivel nacional esto es 980,000 toneladas, estadística elaborada -- por CANACERO. (REF. 16).

Las anteriores cifras expresan la importancia que tiene la mampostería en nuestro país, para satisfacer la demanda de vivienda.









## MATERIALES QUE CONSTITUYEN A LA MAMPOSTERIA

Con el transcurso del tiempo se han multiplicado los materiales con los que se construyen los muros de mampostería, los cuales están conformados por un conjunto de piezas independientes, cabe mencionar que la resistencia de la mampostería es menor a la de -- sus piezas, lo anterior se debe a que la resistencia del mortero -- de unión es menor que la de las piezas, por consiguiente ocasiona la disminución de la resistencia del conjunto.

La TABLA 3.1 proporciona las resistencias, formas y tamaños de las piezas más utilizadas en la construcción de mampostería. -- Dicha Tabla está basada en la sección 2.4.1 de las Normas (REF. -- 15).



TABLA 3.1

MUROS	Dimensiones en cm.	Kilos por pieza	Piezas por m <sup>2</sup>	Resistencia a la compresión Kg/Ent <sup>2</sup>	Kilos por m <sup>2</sup>
	TABIQUE EXTRUIDO PERFORADO VERTICAL				
	(5x12x24)	1.49	60	150	96
	TABIQUE EXTRUIDO PERFORADO VERTICAL				
	(10x14x21)	2.88	41	143	200
	TABIQUE EXTRUIDO PERFORADO HORIZONTAL				
	(5x12x24)	2.09	57	77	118
	TABIQUE EXTRUIDO PERFORADO HORIZONTAL				
	(10x12x24)	4.10	38	58	148
	BLOQUE PESADO				
	(20x15x40)	14.25	15	100	214
	TABIQUE ROJO RECOCIDO				
	(5x12x24)	2.51	50	50	121
	TABIQUE EXTRUIDO MACIZO				
	(5x10x20)	2.08	68	378	141
	TABICON				
	(9x13x24)	4.00	45	78	180

Piezas más utilizadas en la construcción de muros de mampostería

### MORTEROS

La resistencia del mortero dependerá del proporcionamiento -- del volumen de sus componentes como son cemento, cal y arena; se -- considera como resistencia nominal aquella que no sea menor de --- 40 Kg/cm<sup>2</sup>.

### ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

Las estructuras de mampostería se pueden reforzar de tres ma-- neras con muros confinados, muros reforzados interiormente y muros diafragma a continuación se describe cada uno de ellos.

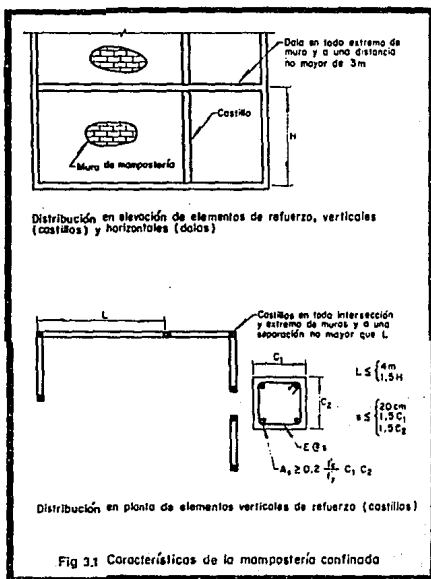
#### MUROS CONFINADOS

Son aquellos muros que estan confinados con dalas y castillos los cuales tendrán como dimensión mínima el espesor del muro y el concreto con que se construirán debe tener una resistencia no me-- nor de  $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ .

Los muros confinados han demostrado tener un comportamiento - sísmico bueno en edificios de muros de carga de varios pisos. El - refuerzo colocado en dalas y castillos permite una buena liga de - los muros entre sí y con los sistemas de pisos y techos; la venta-- ja de este refuerzo es que proporciona un confinamiento que evita

la falla frágil de los muros después de que estos se agrietan por tensión diagonal.

La distribución y refuerzo de castillos y dadas se resume en la FIG. 3.1 (REF 8).



### MUROS REFORZADOS INTERIORMENTE.

Son muros hechos a base de piezas huecas reforzados con barras de acero que son colocadas horizontalmente sobre las juntas entre hiladas. Dicho refuerzo debe ser continuo y sin traslapes en toda la longitud del muro, esto se debe a que los esfuerzos de adherencia que se pueden desarrollar son muy pequeños, debido al espesor del mortero entre las juntas. Se cuenta también con un refuerzo vertical el cual es colocado en los huecos de las piezas, dichos huecos serán colados totalmente con mortero o con una lechada muy fluida. Las cuantías de refuerzo horizontal y vertical son las mínimas requeridas para evitar la falla frágil y proporcionar cierta ductilidad; en la FIG 3.2 se resumen los requisitos que deben cumplir los muros reforzados interiormente.

La supervisión es muy importante en la construcción de este tipo de muros, ya que se debe realizar adecuadamente la colocación del refuerzo, así como colar perfectamente los huecos de las piezas.

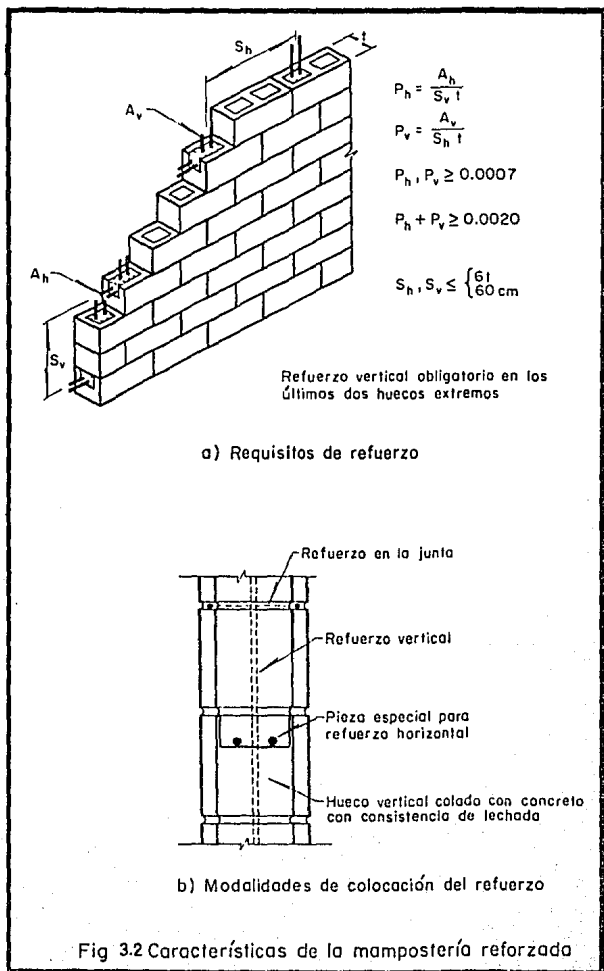


Fig 3.2 Características de la mampostería reforzada

#### MUROS DIAFRAGMA

Los muros diafragma son utilizados para cerrar las cruñas formadas por las vigas o losas y las columnas de marcos de concreto o de acero. Dichos muros incrementan la rigidez del conjunto ante cargas laterales, de tal manera que no se deben excluir los muros del análisis por cargas laterales. Debido a la gran rigidez que proporcionan, ya que alteran la distribución de las fuerzas entre los elementos resistentes.

#### MUROS NO REFORZADOS

Se consideran como muros no reforzados aquellos que no tengan refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las tres categorías anteriores. Dichos muros deben evitarse en zonas sísmicas como es el caso del Distrito Federal.

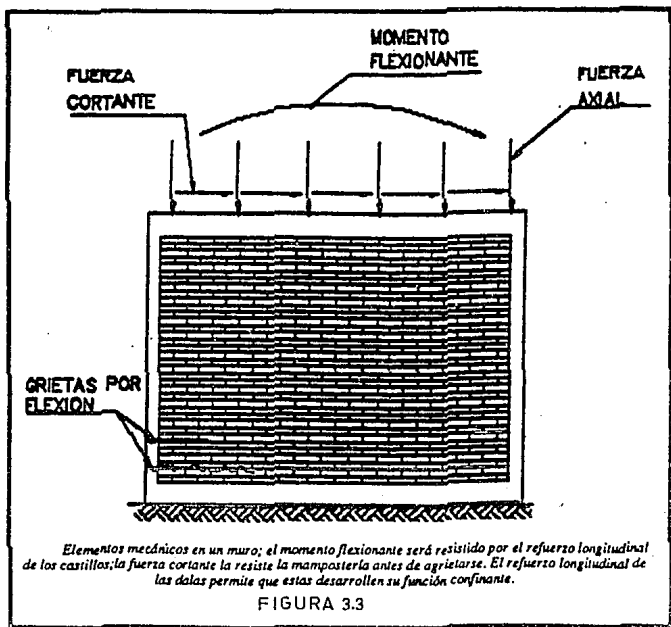
## COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS DE MAMPOSTERIA

Los muros de mampostería trabajan principalmente a compresión bajo cargas estáticas verticales y ante esfuerzos cortantes sollicitaciones laterales. Al presentarse cargas verticales el muro tiene una mayor participación, mientras que la de los castillos es mínima por lo que al trabajar normalmente el refuerzo de los muros no contribuye significativamente a la resistencia.

El refuerzo de los muros es importante cuando se presentan -- condiciones extraordinarias como son sismos y huracanes los cuales provocan agrietamiento en el muro, en la FIG 3.3 se presentan los elementos mecánicos ( fuerza de compresión, momento flexionante y fuerza cortante ) que actúan en un muro cuando se presentan condiciones extraordinarias.

Cuando un muro presenta una grieta la fuerza cortante es resistida por todo aquel material que se encuentra en su trayectoria; cabe hacer mención que dependiendo de la relación de resistencia entre mortero y piezas de mampostería es como tendrá lugar el modo de falla por esfuerzos cortantes.

Si la resistencia del mortero es menor con respecto a las piezas el agrietamiento por cortante se propagará a través de las juntas del mortero FIG 3.4 en caso contrario, la propagación tendrá efecto tanto en las piezas como en las juntas FIG 3.5.





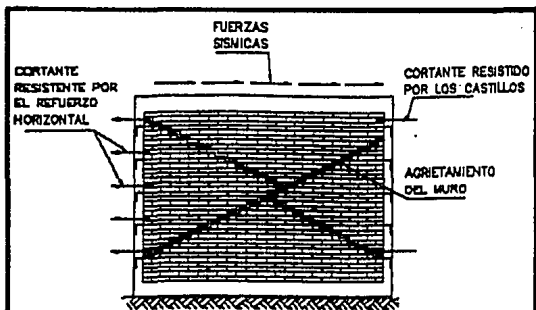


FIGURA 3.4

*Falla por cortante; debido a lo pobre del mortero la grieta sigue por las juntas. El refuerzo horizontal en las juntas y los estribos de los castillos, ayudan a resistir el cortante.*

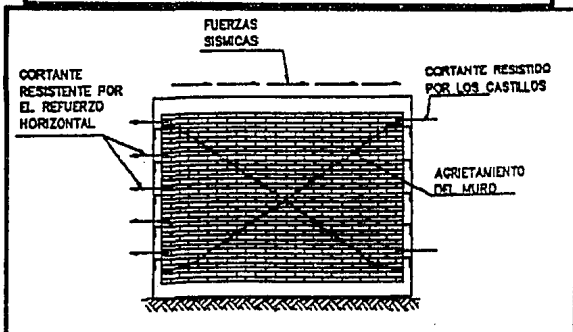


FIGURA 3.5

*Falla por tensión diagonal en muros confinados; el acero horizontal, si lo hay, así como los estribos de los castillos, ayudan a resistir el cortante.*

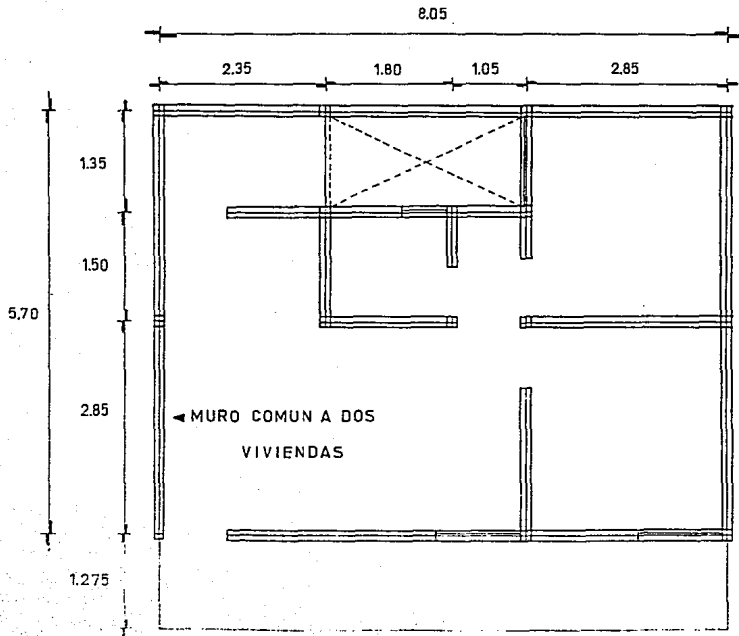
3.2.2. DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERIA PARA CONSTRUCCION  
DE TRES NIVELES

D A T O S

Construcción para vivienda de interés social de tres niveles ubicada en Zona III (Zona de lago) del Distrito Federal.

Los muros de carga serán de bloque de concreto tipo pesado - en planta baja, primer nivel y segundo nivel; con dimensiones normales 15 X 20 X 40 cm. Las tres plantas son simétricas entre sí en la distribución de muros.

El croquis No. 3.1. muestra la distribución de muros en planta.



OBTENCION DEL AREA DE LOSA EN CADA NIVEL

AZOTEA

Area de azotea	6.10 m X 8.05 m =	49.105 m <sup>2</sup>
Area de vacio	2.85 m X 1.35 m =	3.846 m <sup>2</sup>
Area de azotea menos vacio		= 45.26 m <sup>2</sup>

ENTREPISO:

Area de entrepiso	8.05 m X 6.975 m =	56.149 m <sup>2</sup>
Area de vacio	2.85 m X 1.35 m =	3.847 m <sup>2</sup>
Area de entrepiso menos vacio		52.30 m <sup>2</sup>
Altura libre de entrepiso		2.30 m
Muro de bloque de concreto tipo pesado, con refuerzo interior		
Espesor nominal de muros		15 cm
Mortero: Cemento - Arena (Tipo - I)		
Losa de concreto armado de 10 cm de espesor		

C A R G A S

AZOTEA

Peso propio de losa	0.10 m X	2,400 Kg/m <sup>3</sup>	=	240 Kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizante			=	10 Kg/m <sup>2</sup>
Ladrillo	0.02 m X	1,500 Kg/m <sup>3</sup>	=	30 Kg/m <sup>2</sup>
Mezcla	0.04 m X	2,100 Kg/m <sup>3</sup>	=	84 Kg/m <sup>2</sup>
Yeso	0.01 m X	1,500 Kg/m <sup>3</sup>	=	15 Kg/m <sup>2</sup>
Art. 197 Carga muerta adicional (REF. 14)			=	<u>20 Kg/m<sup>2</sup></u>
				399 Kg/m <sup>2</sup>

Art. 198 Carga viva para diseño por cargas verticales (REF. ---  
14) 40 Kg/m<sup>2</sup>

Art. 198 Carga viva para diseño por sismo. ( REF. 14 ) -----  
20 Kg/m<sup>2</sup>

ENTREPISO

Losa de concreto armado	0.10 m X	2,400 Kg/m <sup>3</sup>	=	240 Kg/m <sup>2</sup>
Piso	0.05 m X	2,200 Kg/m <sup>3</sup>	=	110 Kg/m <sup>2</sup>
Yeso	0.01 m X	1,500 Kg/m <sup>3</sup>	=	15 Kg/m <sup>2</sup>
Art. 197 Carga muerta adicional (REF. 14)			=	<u>20 Kg/m<sup>2</sup></u>
				385 Kg/m <sup>2</sup>

Art. 198 Carga viva para diseño por cargas verticales (REF. ---  
14) 170 Kg/m<sup>2</sup>

Art. 198 Carga viva para diseño por sismo. ( REF. 14 ).  
90 Kg/m<sup>2</sup>

MUROS:

Peso de muros de bloque de 15 cm con aplanado de Yeso 340 Kg/m<sup>2</sup>  
Peso por metro lineal de muro 340 Kg/m<sup>2</sup> X 2.3 m = 782 Kg/m  
Longitud de muros en planta baja = 37.14 m  
Longitud de muros en planta alta = 34.29 m

CARGA TOTAL DE MUROS EN PLANTA BAJA = Peso de losa de azotea +  
Peso de losa de segundo nivel + Peso de losa de primer nivel + Pa  
so de muros de segundo nivel + Peso de muros de primer nivel + Pa  
so de muros de planta baja.

Peso = (399 Kg/m<sup>2</sup> + 40 Kg/m<sup>2</sup>) 45.26 m<sup>2</sup> + (385 Kg/m<sup>2</sup> + 170 ---  
Kg/m<sup>2</sup>) 52.30 m<sup>2</sup> + (385 Kg/m<sup>2</sup> + 170 Kg/m<sup>2</sup>) 52.30 m<sup>2</sup> + 782 Kg/m X  
34.29 m + 782 Kg/m X 34.29 m + 782 Kg/m X 37.14 m.

Peso = 19,869.14 Kg + 29,026.50 Kg + 29,026.50 Kg + 26,814.78 Kg +  
26,814.78 Kg + 29,043.48 Kg

W = 160,595.18 Kg

W = 160.60 Ton

CARGA PROMEDIO POR UNIDAD DE CONSTRUCCION

$$W = \frac{160.60 \text{ Ton}}{(45.26 \text{ m}^2) + (2 \times 52.30 \text{ m}^2)}$$

W = 1.07 Ton/m<sup>2</sup>

CARGA DE MUROS PARA DISEÑO POR SISMO

$$W_s = (399 \text{ Kg/m}^2 + 20 \text{ Kg/m}^2) 45.26 \text{ m}^2 + (385 \text{ Kg/m}^2 + 90 \text{ Kg/m}^2) - \\ 52.30 \text{ m}^2 + (385 \text{ Kg/m}^2 + 90 \text{ Kg/m}^2) 52.30 \text{ m}^2 + 782 \text{ Kg/m} \times -- \\ 34.29 \text{ m} + 782 \text{ Kg/m} \times 34.29 \text{ m} + 782 \text{ Kg/m} \times 37.14 \text{ m}$$

$$W_s = 18,963.94 \text{ Kg} + 24,842.50 \text{ Kg} + 24,842.50 \text{ Kg} + 26,814.78 \text{ Kg} + \\ 26,814.78 \text{ Kg} + 29,043.48 \text{ Kg}$$

$$W_s = 151,321.98 \text{ Kg}$$

$$W_s = 151.32 \text{ Ton.}$$

### 3.2.3. PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERIA

Las piezas de bloque deberán tener una resistencia a la compresión de  $f^*m = 24 \text{ Kg/cm}^2$ . Sin embargo, por tener el muro refuerzo interior se incrementa en un 25 %.

$$f^* m = 1.25 \times 24 \text{ Kg/cm}^2 = 30 \text{ Kg/cm}^2$$

Se garantizará la resistencia mediante ensayos de muretes a compresión diagonal que los mismos desarrollen un esfuerzo cortante. ( REF. 4)

$$v^* = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Todas las juntas horizontales y verticales serán uniformes - teniendo un espesor máximo de 1.5 centímetros.

El mortero (Cemento - Arena Tipo I ) para juntar los bloques deberá colocarse en toda su superficie horizontal y vertical.

Dichos bloques tendrán que mojarse ligeramente, sin saturarse en el momento de la colocación del mortero.



### 3.2.4. ANALISIS POR CARGAS VERTICALES

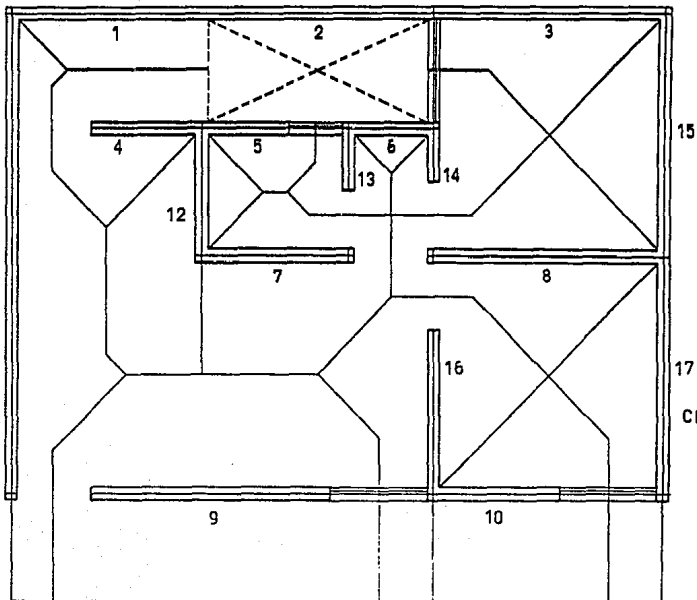
Revisión de que se cumplen los requisitos de las normas 4.1.2 para poder determinar la carga vertical sobre cada muro con una bajada de cargas por áreas tributarias. ( REF. 15)

- a) Las deformaciones en los extremos del muro están restringidas por el sistema de piso que se liga a los muros mediante el refuerzo vertical de estos.
- b) No hay excentricidades importantes, ya que las losas apoyan directamente sobre los muros sin volados ni cargas con centradas.
- c) La relación de altura a espesor del muro es:

$$230/15 = 15.3 < 20$$

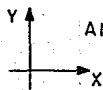
La Tabla 3.2 indica la longitud de cada muro en planta y el área tributaria que le corresponde a cada muro, el Croquis 3.2 indica la distribución de áreas tributarias en planta.

MURO COMUN A  
DOS VIVIENDAS



CROQUIS No. 3.2

ESC 150



ANALISIS SISMICO. METODO SIMPLIFICADO

TABLA NO. 3.2. LONGITUD DE CADA MURO Y AREAS  
TRIBUTARIAS

MURO	LONGITUD ( m )	AREA TRIBUTARIA ( m <sup>2</sup> )
1	2.35	1.43
2	2.85	0.00
3	2.85	2.28
4	1.38	2.50
5	1.08	0.72
6	1.05	0.30
7	1.88	4.05
8	2.93	4.72
9	2.95	10.09
10	1.58	4.56
11	5.70	5.30
12	1.50	3.30
13	0.73	0.94
14	0.63	2.07
15	2.85	2.02
16	1.98	4.93
17	2.85	3.12

### RESISTENCIA A CARGAS VERTICALES

$$P_R = F_R \times F_E \times f^*m \times A_T$$

Donde:

$P_R$  Es la carga total resistente de diseño

$F_R$  Se tomará como 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente

$f^*m$  es la resistencia de diseño en compresión de la mampostería.

$F_E$  Es un factor de reducción por excentricidad y esbeltez. Se tomará  $F_E = 0.7$  para muros interiores y 0.6 para muros extremos.

$A_T$  Es el área de la sección transversal del muro.

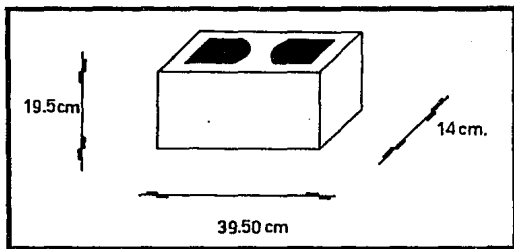
### REVISION DE LA SEGURIDAD A CARGAS VERTICALES

Para cada muro deberá comprobarse que la carga vertical actuante multiplicada por el factor de carga de 1.4 no exceda a la carga vertical resistente. ( REF. 8 ).

### OBTENCION DEL AREA DE CONTACTO DEL BLOQUE DE CONCRETO

Las especificaciones de proyecto (Plano E-1) mencionan que el bloque de concreto debe tener un área neta mínima de superficie de contacto del 45 % y el área de huecos o vacíos máximo será del 55 % del área total.

Dimensión de un bloque de concreto utilizado en obra



Area de huecos	215 cm <sup>2</sup>
Area de superficie de contacto	338 cm <sup>2</sup>
Area total del bloque de concreto	553 cm <sup>2</sup>

#### PORCENTAJES

Area de huecos	38.88 %	38.88 % < 55 %
Area de superficie de contacto neta	61.12 %	61.12 % > 45 %
Area total del bloque	100.00 %	

La Tabla no. 3.3 contiene la longitud de cada muro, el área tributaria que le corresponde además de la carga vertical que actúa en cada muro de planta baja; la última columna de la Tabla -- no. 3.3 se multiplicó por el área de superficie de contacto neta en porcentaje ( 61.12 %).

MURO	LONGITUD (M)	AREA TRIBU- TARIA (M <sup>2</sup> )	CARGA VERTICAL ACTUANTE			TON CARGA ULTIMA TOTAL P <sub>U</sub>	F <sub>E</sub>	CARGA VERTICAL RESISTEN TE, TON P <sub>R</sub>	CARGA VERTICAL RESISTEN TE, TON P <sub>R</sub>
			S.N	P.N	P.B				
1	2.35	1.43	2.41	2.57	2.57	10.58	0.6	38.07	23.27
2	2.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.6	0.00	0.00
3	2.85	2.28	3.16	3.42	3.42	13.99	0.6	46.17	28.22
4	1.38	2.50	2.13	2.41	2.41	9.74	0.7	26.08	15.94
5	1.08	0.72	1.14	1.22	1.22	5.00	0.6	17.50	10.70
6	1.05	0.30	0.93	0.97	0.97	4.01	0.6	17.01	10.40
7	1.88	4.05	3.18	3.64	3.64	14.63	0.7	35.53	21.72
8	2.93	4.72	4.27	4.80	4.80	19.43	0.7	55.38	33.85
9	2.95	10.09	6.59	7.73	7.73	30.88	0.6	47.79	29.21
10	1.58	4.56	3.17	3.68	3.68	14.75	0.6	25.60	15.65
11	5.70	5.30	6.64	7.24	7.24	29.56	0.7	53.87	32.93
12	1.50	3.30	2.56	2.94	2.94	11.82	0.7	28.35	17.33
13	0.73	0.94	0.96	1.07	1.07	4.34	0.7	13.80	8.43
14	0.63	2.07	1.37	1.61	1.61	6.42	0.7	11.91	7.28
15	2.85	2.02	3.05	3.28	3.28	13.44	0.6	46.17	28.28
16	1.98	4.93	3.63	4.19	4.19	16.82	0.7	37.42	22.87
17	2.85	3.12	3.52	3.87	3.87	15.78	0.6	46.17	28.22

PIEZA ENTERA

PIEZA HUECA

TABLA NO. 3.3 REVISION DE MUROS INDIVIDUALES POR CARGAS VERTICALES

### 3.2.5 ANALISIS SISMICO. METODO SIMPLIFICADO

El método simplificado a que se refieren las Normas será aplicable al análisis de edificios que cumplan con los siguientes requisitos (REF. 12).

- I. Más del 75 % de las cargas verticales son soportadas por muros ligados entre sí, mediante losas monolíticas. En el edificio analizado se presenta un 85 % de cargas verticales.
- II. La distribución de muros es simétrica con respecto a dos ejes ortogonales principales.
- III. La relación entre longitud (L) y ancho (A) de la planta no excede de dos.

$$L = 8.20 \text{ m}$$

$$A = 5.85 \text{ m}$$

$$L/A = 8.20 \text{ m} / 5.85 \text{ m} = 1.40 < 2.0$$

- IV. La separación entre la altura del edificio y la dimensión mínima de la base, no debe ser mayor de 1.5

Altura	8.92 m
--------	--------

Base mínima	5.85 m
-------------	--------

$$8.92 \text{ m} / 5.85 \text{ m} = 1.50 = 1.50$$

La altura del edificio analizado es de 8.92 m la cual es menor de 13 m.

El edificio pertenece a la Zona III (Zona del lago), y su estructura se clasifica dentro del Grupo B y cuya altura esta comprendida entre 7 y 13 m, construida con muros de piezas huecas -- (bloque de concreto).

El coeficiente sísmico reducido que le corresponde es

$$C = 0.23 \quad (\text{REF. 12})$$

#### FUERZA CORTANTE BASAL EN CADA DIRECCION

$$V_x = V_y = C \times W_B$$

Donde:

$$C = 0.23 \quad \text{y} \quad W_B = 151.32 \text{ Ton}$$

$$V_x = V_y = 0.23 \times 151.32 \text{ Ton} = 34.80 \text{ Ton}$$

De acuerdo al método simplificado no se requiere un análisis para obtener los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Para su aplicación deberá verificarse que la suma de la resistencia en cortante de los muros en cada dirección sea superior a la fuerza cortante actuante (REF. 12).



### FUERZA CORTANTE RESISTENTE

Para obtener la fuerza cortante resistente se aplica la ecuación 1 ( REF 15 ).

$$V_R = F_R (0.5 v \cdot A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v \cdot A_T \quad (I)$$

Donde:

$F_R$  Es el factor de reducción de resistencia el cual se toma como. (REF. 2 y 15 )

0.7 Para muros confinados, muros reforzados interiormente y muros diafragma.

0.4 Para muros no reforzados ni confinados.

Cabe mencionar que la fuerza cortante depende de la carga axial de cada muro, por lo tanto se acepta la simplificación de considerar el mismo refuerzo vertical sobre todos los muros; el cual será igual a la carga vertical total dividida entre el área total de muros.

$$v = \frac{W_s}{t \times L \times A_{scn}}$$

Donde:

$W_s$  = Carga total de muros para diseño por sismo

$t$  = Espesor del muro

$L$  = Longitud de muros planta baja

$A_{scn}$  = Área de superficie de contacto neta

$$W_s = 151.32 \text{ Ton} = 151,320 \text{ Kg}$$

$$t = 15 \text{ cm}$$

$$L = 37.14 \text{ m} = 3,714 \text{ cm}$$

$$\text{Asc} = 61.12 \% = 0.6112$$

$$\sigma = \frac{151,320 \text{ Kg}}{15 \text{ cm} \times 3,714 \text{ cm} \times 0.6112}$$

$$\sigma = 4.44 \text{ Kg/cm}^2$$

La ecuación 1 se puede escribir como: ( REF. 8 )

$$V_R = F_R A_T (0.5 v^* + 0.3 \sigma) \leq 1.5 F_R v^*$$

$$V_R = \frac{V_R}{A_T} = (0.5 v^* + 0.3 \sigma)$$

$$V_R = (0.5 v^*) + (0.3 \sigma)$$

Donde:

$$v^* = 3.5 \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma = 4.44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_R = (0.5 \times 3.5 \text{ Kg/cm}^2) + (0.3 \times 4.44 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$V_R = 3.08 \text{ Kg/cm}^2$$

De la sección 4.1.3 de las Normas ( REF. 15 ) menciona que al utilizar el método simplificado, la contribución a la resistencia a fuerza cortante de los muros cuya relación de altura de entrepiso (H) a longitud (L) es mayor de 1.33 se reducirá multiplicandola por el coeficiente  $(1.33 L/H)^2$ .

$$F_i = (1.33 L/H)^2 \leq 1$$

En la TABLA NO. 3.4 se consigna para cada una de las direcciones ( X, Y ) la longitud del muro en centímetros, su área transversal ,  $A_T$  y el factor  $F_i$  correspondiente, el cual para fines de este análisis se aplica como una corrección del área transversal, obteniendo un área efectiva de muro para resistencia a sismo.

**TABLA NO. 3.4 REVISION DE MUROS POR SISMO**

MURO	LONGITUD (CM)	<u>D I R E C C I O N</u>		AREA EQUIVALENTE (cm <sup>2</sup> )	AREA EQUIVALENTE REAL (cm <sup>2</sup> )
		<u>X</u>	<u>Y</u>		
		$F_i =$ (1.33 X L/H) <sup>2</sup>			
				PZA. ENTERA	PZA. HUECA
1	235	1.00		3,525.00	2,154.48
2	285	1.00		4,275.00	2,612.88
3	285	1.00		4,275.00	2,612.88
4	138	0.64		1,318.18	805.67
5	108	0.39		631.84	386.18
6	105	0.37		580.64	354.89
7	188	1.00		2,820.00	1,723.58
8	293	1.00		4,395.00	2,686.22
9	295	1.00		4,425.00	2,704.56
10	158	0.84		1,978.38	<u>1,209.19</u>
				SUMA X	17,250.54 cm <sup>2</sup>
				<u>D I R E C C I O N</u>	
				<u>Y</u>	
11	570	1.00		4,275.00	2,612.88
12	150	0.75		1,692.83	1,034.66
13	73	0.18		195.12	119.26
14	63	0.13		125.42	76.66
15	285	1.00		4,275.00	2,612.88
16	198	1.00		2,970.00	1,815.26
17	285	1.00		4,275.00	<u>2,612.88</u>
				SUMA Y	10,884.48 cm <sup>2</sup>

Se obtiene la (  $A_T F_i$  ) para cada dirección

Dirección x	Dirección Y
$(A_T F_i)_x = 17,250.539 \text{ cm}^2$	$(A_T F_i)_y = 10,884.475 \text{ cm}^2$

FUERZA CORTANTE RESISTENTE DIRECCION X

$$\begin{aligned}V_{RX} &= F_R (A_T F_i)_x V_R \\F_R &= 0.70 \\(A_T F_i)_x &= 17,250.539 \text{ cm}^2 \\V_R &= 3.08 \text{ Kg/cm}^2 \\V_{RX} &= 0.70 \times 17,250.539 \text{ cm}^2 \times 3.08 \text{ Kg/cm}^2 \\V_{RX} &= 37,192.162 \text{ Kg} = 37.19 \text{ Ton}\end{aligned}$$

FUERZA CORTANTE RESISTENTE DIRECCION Y

$$\begin{aligned}V_{RY} &= F_R (A_T F_i)_y V_R \\F_R &= 0.70 \\(A_T F_i)_y &= 10,884.475 \text{ cm}^2 \\V_R &= 3.08 \text{ Kg/cm}^2 \\V_{RY} &= 0.70 \times 10,884.475 \text{ cm}^2 \times 3.08 \text{ Kg/cm}^2 \\V_{RY} &= 23,466.928 \text{ Kg} = 23.47 \text{ Ton}\end{aligned}$$

REVISION DE LA SEGURIDAD POR SISMO

Se debe comprobar que en cada dirección la fuerza cortante actuante en los muros de planta baja, multiplicada por el factor de carga (1.1 para acciones accidentales) no exceda la fuerza -- cortante resistente ( REF. 8 )

$$Vu = 1.1 \times 34.80 \text{ Ton}$$

$$Vu = 38.28 \text{ Ton}$$

$$Vu = 38.28 \text{ Ton} > V_{RX} = 37.19 \text{ Ton}$$

$$Vu = 38.28 \text{ Ton} > V_{RY} = 23.47 \text{ Ton}$$

Se concluye que los muros no tienen suficiente resistencia para tomar el cortante sísmico actuante en ambas direcciones. -- En la dirección X la diferencia es pequeña y puede tolerarse pero en la dirección Y la diferencia es importante y obliga a modificar el proyecto de la siguiente manera: Todos los muros en la dirección Y serán macizos en el primer entrepiso del edificio, relleno de las piezas con concreto -----  
 $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  de esta manera la resistencia aumenta en esa dirección, a:

$$\frac{17,808 \text{ cm}^2}{10,885 \text{ cm}^2} \times 23.47 \text{ Ton} = 38.40 \text{ Ton} > 38.28 \text{ Ton}$$

### 3.2.6 DETERMINACION DEL REFUERZO INTERIOR EN MUROS

Los requisitos de la sección 3.4 de las Normas ( REF. 15) - mencionan que la suma de la cuantía de refuerzo vertical,  $P_v$  y -- del refuerzo horizontal,  $P_h$  debe ser al menos igual que 0.002 y - ninguna de las dos cuantías será menor de 0.0007; donde la separación del refuerzo vertical no será mayor de 6 veces el espesor -- del muro ni de 80 cm.

El refuerzo horizontal será colocado a cada dos hiladas ---- (  $S=40$  cm ).

$$S = \begin{cases} 6 t = 6 \times 15 \text{ cm} = 90 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Donde:

$S$  = Separación del refuerzo en cm.

$t$  = Espesor del muro = 15 cm

Para cumplir los requisitos de la sección 3.4 de la forma -- más económica es haciendo que el refuerzo horizontal tenga el va- lor de  $P_h = 0.0007$  y por consiguiente  $P_v = 0.0013$  cumpliendo - que entre los dos refuerzos su suma no excederá de 0.002 mencio-- nado en la FIG. 3.2



El refuerzo horizontal estará compuesto por dos barras corrugadas 3/16" de alambre estirado en frío con un esfuerzo de fluencia nominal  $f_y = 6,000 \text{ Kg/cm}^2$

$$3/16" = 0.178 \text{ cm}^2$$

$$a_g = 0.178 \text{ cm}^2 \times 2 = 0.356 \text{ cm}^2$$

$$P_h = a_g / s_v t = 0.356 \text{ cm}^2 / 40 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} = 0.00059$$

$$s_v = 40 \text{ cm}$$

$$t = 15 \text{ cm}$$

La norma permite que los aceros con fluencia de refuerzo mayor de  $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$  se transformen en áreas equivalentes de acero grado 42, multiplicandolas por la relación de esfuerzos de fluencia.

La cuantía equivalente de refuerzo horizontal es:

$$P_h = 0.00059 \times (6,000 / 4,200) = 0.00085 > 0.0007$$

La cuantía de refuerzo vertical es :

$$P_v = 0.002 - 0.00085$$

$$P_v = 0.00115$$

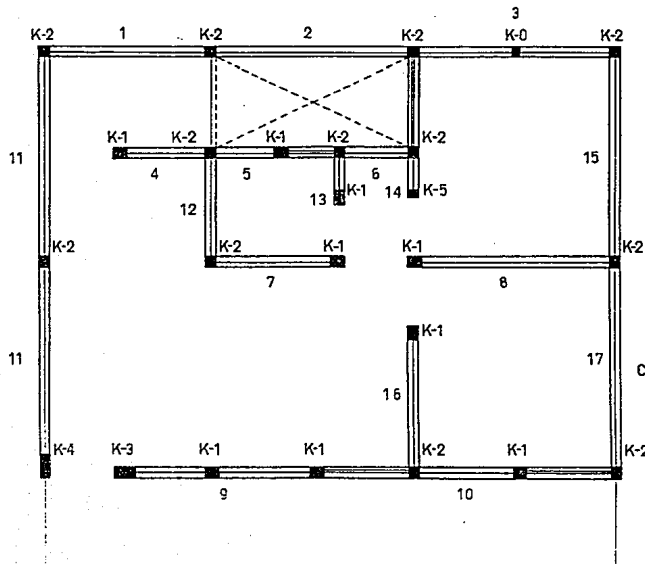
La cuantía de refuerzo vertical  $P_v$ , será de barras de acero del No. 3 con una fluencia  $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ .

TIPOS DE CASTILLOS UTILIZADOS EN EL EDIFICIO ANALIZADO

- K - 0        1 varilla ahogada en el bloque del número 3.
- K - 1        Castillos de 15 X 20 cm con 4 varillas del No.3  
              y estribos del No. 2 colocados a cada 15 cm.
- K - 2        Castillos de 15 X 15 cm con 4 varillas del --  
              No. 3 y estribos del No. 2 colocados a cada 20  
              cm.
- K - 3        Castillos de 15 X 30 cm con 6 varillas del No.3  
              y estribos del No. 2 colocados a cada 15 cm..
- K - 4        Castillos de 15 X 30 cm con 8 varillas del --  
              No. 3 y estribos del No. 2 colocados a cada 15  
              cm.
- K - 5        Castillo de 15 X 10 cm con 2 varillas del No.3  
              y estribos del No. 2 colocados a cada 30 cm. en  
              grapa alternada.

El Croquis no. 3.3 contiene la distribución de muros en planta y el tipo de castillos utilizados.

En la tabla no. 3.5 se presenta la comparación entre la cuantía calculada de cada muro contra la cuantía necesaria de refuerzo.



- 113 -

CROQUIS No.3.3

ESC 1:50

**TABLA NO. 3.5 OBTENCION DE LA CUANTIA DE REFUERZO**

MURO	LONGITUD (L) cm	$a_s$ (cm <sup>2</sup> )	$P_v = \frac{a_s}{L \times t}$	$P_v$ Necesaria
1	235	5.68	0.00161	0.00115
2	285	5.68	0.00133	0.00115
3	285	6.39	0.00149	0.00115
4	138	5.68	0.00274	0.00115
5	108	8.52	0.00526	0.00115
6	105	5.68	0.00361	0.00115
7	188	5.68	0.00201	0.00115
8	293	5.68	0.00129	0.00115
9	295	12.78	0.00289	0.00115
10	158	8.52	0.00359	0.00115
11	570	11.36	0.00266	0.00115
12	150	5.68	0.00252	0.00115
13	73	5.68	0.00519	0.00115
14	63	4.26	0.00451	0.00115
15	285	5.68	0.00133	0.00115
16	198	5.68	0.00191	0.00115
17	285	5.68	0.00133	0.00115

### 3.2.7 REVISION DE LAS CARACTERISTICAS DE LA MAMPOSTERIA CONFINADA EN EL EDIFICIO EN ESTUDIO

Tomando en cuenta la anterior FIG 3.1 para la distribución de refuerzo vertical y horizontal se obtiene que las dalas serán colocadas en todo extremo de muros y a una distancia no mayor de 3 metros.

Los castillos estarán en toda intersección y en cada extremo de muros a una separación no mayor de L.

$$L = \begin{cases} 4 \text{ m} \\ 1.5 \times 2.3 \text{ m} = 3.45 \end{cases}$$

Por lo tanto la longitud de muros en el edificio analizado -- cumple la anterior relación.

Dichos castillos deberán cubrir los requisitos que se muestran en la FIG. 3.1.

La TABLA 3.6 muestra la obtención del área de acero y la separación de estribos de acuerdo con la FIG 3.1, serán comparados con las áreas de acero y separaciones de estribos utilizados en el edificio analizado.

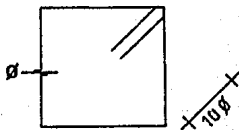
Las especificaciones del proyecto (Plano E-1) hacen mención que se utilizó concreto tipo 2 en losas, traveses y castillos. -- Con una resistencia a la compresión  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ , donde el acero de refuerzo tiene un esfuerzo de fluencia -----  $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ .

Excepto varillas del No. 2 donde  $f_y = 2,530 \text{ Kg/cm}^2$

Los anclajes y traslapes tendrán 40 diámetros y no podrá -- traslaparse más del 50 % del acero en una sección.

El criterio par formar todos los estribos se indica en la --  
FIG 3.6

FIGURA 3.6



Los recubrimientos del acero longitudinal serán de la siguiente manera.

- a) 3 cm para elementos en contacto con el terreno.
- b) 2 cm para el resto.

El tamaño máximo del agregado será de 20 mm en cimentación, al igual que el entrepiso ( Revenimiento 10 - 12 )

MURO	TIPO DE CASTILLO	NO. DE VARILLAS	C <sub>1</sub> (cm)	C <sub>2</sub> (cm)	A <sub>B</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.2 $\frac{f'c}{f_y}$ (cm <sup>2</sup> )	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	E # 2	S
1	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
2	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
3	K - 0	1								
	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
4	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
	K - 1	4	15	20	2.84	2.86			15	20
5	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
	K - 1	4	15	20	2.84	2.86			15	20
6	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
7	K - 1	4	15	20	2.84	2.86			15	20
	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
8	K - 1	4	15	15	2.84	2.14			20	20
	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
9	K - 1	4	15	20	2.84	2.86			15	20
	K - 1	4	15	20	2.84	2.86			15	20
10	K - 3	6	15	30	4.26	4.29			15	20
	K - 1	4	15	20	2.84	2.86			15	20
11	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
12	K - 4	8	15	30	5.68	4.29			15	20
	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
13	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
	K - 1	4	15	20	2.84	2.86			15	20
14	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
15	K - 5	2	15	10	1.42	1.43			30	15
	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
16	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
	K - 1	4	15	20	2.84	2.86			15	20
17	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20
	K - 2	4	15	15	2.84	2.14			20	20

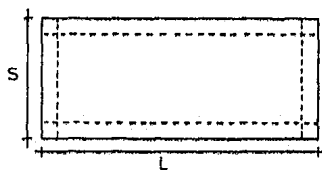
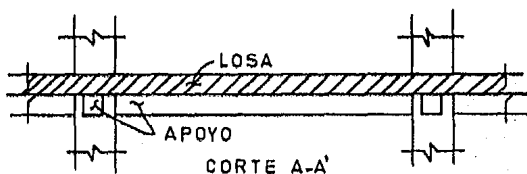
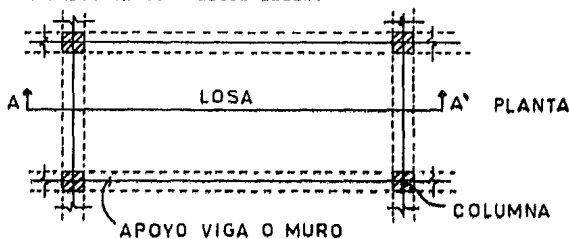
TABLA NO. 3-6 CUMPLIMIENTO DE LOS REQUISITOS MOSTRADOS EN LA FIG. 3.1



### 3.2.8 DISEÑO DE LOSAS DE ENTREPISOS

#### LOSAS DE CONCRETO ARMADO

Perimetralmente apoyadas: Son aquellas que están apoyadas - sobre vigas o muros en sus cuatro lados.



S = CLARO CORTO DE LA LOSA

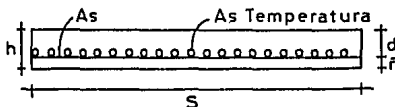
L = CLARO LARGO DE LA LOSA

Si  $L/S > 2$  La losa trabaja en una sola dirección (Claro corto).

Si  $L/S \leq 2$  La losa trabaja en dos direcciones (Claro corto y claro largo)

Para losas trabajando en una sola dirección

$$L/S > 2$$



Donde:

$h$  = Peralte total

$d$  = Peralte efectivo

$\bar{f}$  = Recubrimiento efectivo

$As$  = Acero principal (Claro corto)

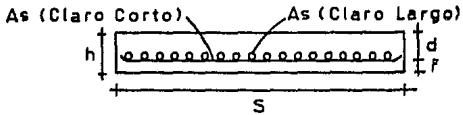
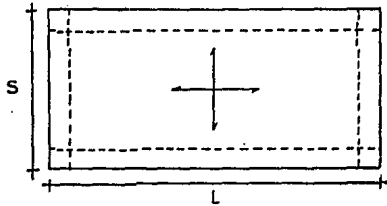
$As\ temp$  = Acero por temperatura  
(Claro largo)

Se diseña como una viga rectangular de ancho

$$b = 1m = 100\text{ cm}$$

Para losas trabajando en dos direcciones

$$L/S \leq 2$$



**NOTA:** El acero del claro corto siempre será colocado abajo del acero del claro largo.

Para resolver las losas se utilizará el Método ACI-2

$$h_{\text{mín}} = 9 \text{ cm } \dot{\circ}$$

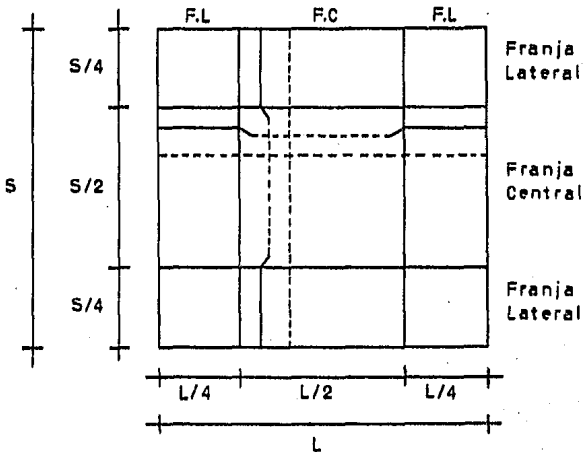
$$h_{\text{mín}} = \text{Perímetro de la losa}/180$$

Se toma el valor mayor

$$A_s_{\text{mín}} = 14/f_y$$

$$S_{\text{máx}} = 3 h \text{ (Separación máxima de varillas)}$$

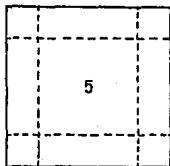
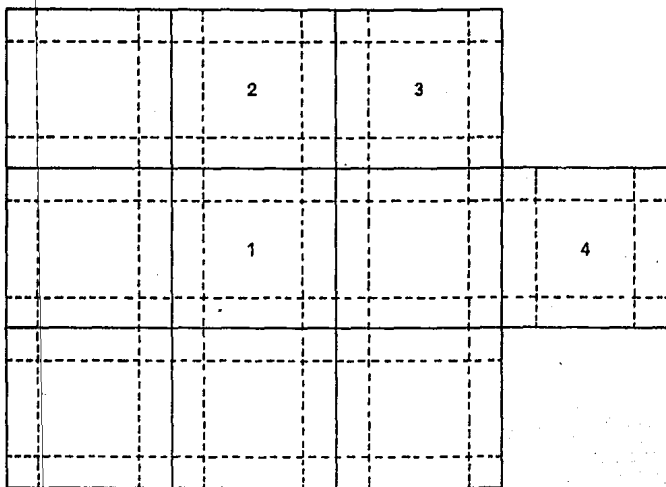
**FRANJAS EN LOSAS:** Las losas se dividen en franjas para la colocación del acero



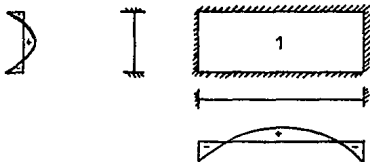
Por lo menos  $1/3$  parte del acero debe correrse a los apoyos - por lo menos 15 cm. dentro de ellos.

Para el armado de las franjas laterales se puede usar una separación  $2S$  de las franjas centrales pero no mayor de  $S_{máx}$ .

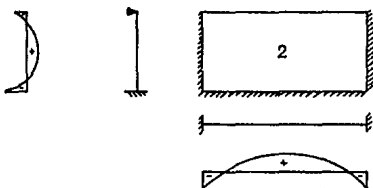
**TIPOS DE CASOS:**



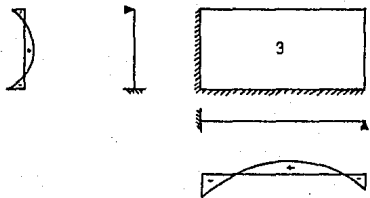
**TIPO 1.** Losa interior 4 lados continuos.



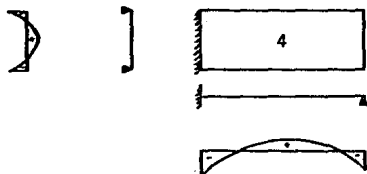
**TIPO 2.** Losa con 3 lados continuos y 1 discontinuo



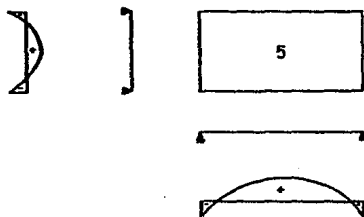
**TIPO 3.** Losa de esquina 2 lados continuos y 2 lados discontinuos



**TIPO 4. Losa con 1 lado continuo y 3 lados discontinuos**



**TIPO 5. Losa aislada 4 lados discontinuos**





CLARO CORTO:

$$M = cws^2$$

Donde:

c = Coeficiente de momentos TABLA ACI-2

w = Carga total sobre la losa

s = Claro corto

CLARO LARGO:

$$M = cws^2$$

Donde:

c = Coeficiente de momentos TABLA ACI-2

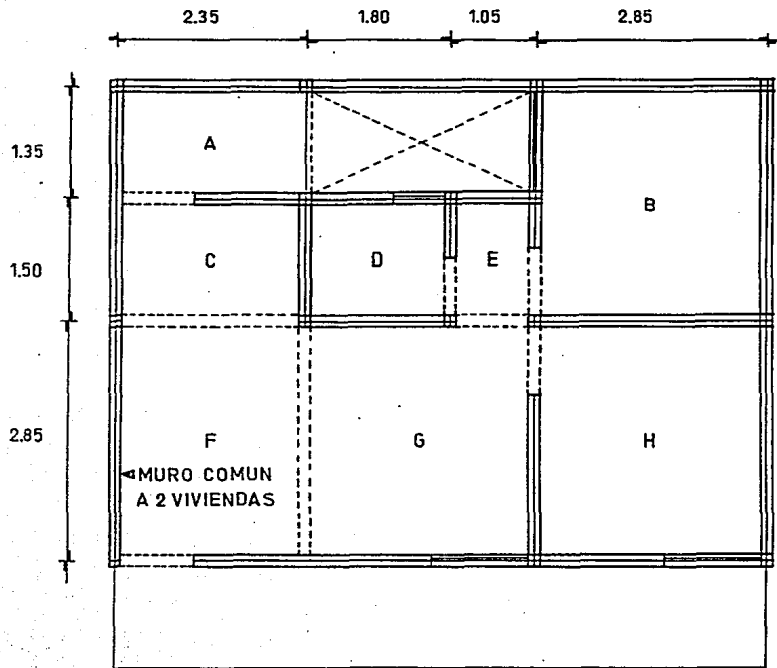
w = Carga total sobre la losa

s = Claro corto

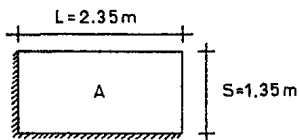
Para calcular los momentos se usa el claro corto siempre

$$m = S/L$$

Relación para entrar a la TABLA ACI- 2



ACOTACION EN  
METROS  
ESC 1:50



$$W_{cv} = 170 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{cm} = 385 \text{ Kg/m}^2$$

Especificaciones de materiales

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

Se utilizan varillas del No. 3  $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$

$\phi = 0.90$  Para Flexión, Tensión axial y  
Combinaciones de Flexión y Tensión.

SOLUCION: Losa TIPO - 3

$$h_{\text{mín}} = 9 \text{ cm } \acute{o}$$

$$h_{\text{mín}} = (2.35 \times 2) + (1.35 \times 2) / 180 = 0.04 \text{ m}$$

Por lo tanto  $h = 10 \text{ cm}$  ,  $d = 8 \text{ cm}$  y  $F = 2 \text{ cm}$

$$W_u = 1.4 D + 1.7 L$$

Donde:

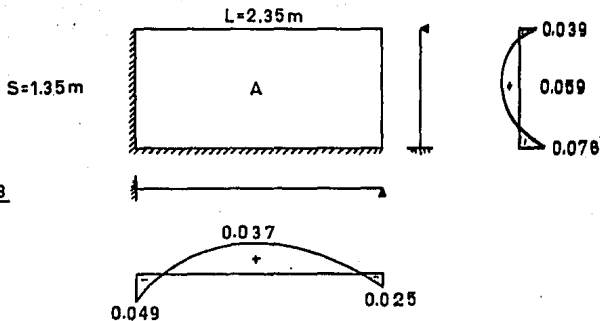
D = Efecto de carga muerta

L = Efecto de carga viva

$$W_u = 1.4 \times 385 \text{ Kg/m}^2 + 1.7 \times 170 \text{ Kg/m}^2 = 828 \text{ Kg/m}^2$$

$$L/S = 2.35 / 1.35 = 1.74 < 2 \quad \text{La losa trabaja en dos direcciones.}$$

$$m = S/L = 1.35 / 2.35 = 0.57 \approx 0.60$$



CASO 3

**CLARO CORTO:**

$$M_{u(-)} = 0.039 \times 828 \times 1.35^2 = 59 \text{ Kg.m}$$

$$M_{u(+)} = 0.059 \times 828 \times 1.35^2 = 89 \text{ Kg.m}$$

$$M_{u(-)} = 0.078 \times 828 \times 1.35^2 = 118 \text{ Kg.m}$$

**CLARO LARGO:**

$$M_{(-)} = 0.049 \times 828 \times 1.35^2 = 74 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)} = 0.037 \times 828 \times 1.35^2 = 56 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(-)} = 0.025 \times 828 \times 1.35^2 = 38 \text{ Kg.m}$$

DISEÑO DE LOSA

Mu kg-m	$\frac{Mu}{\phi f'c b d^2}$	$w = \frac{P f_y}{f'c}$	$\rho = \frac{w f'c}{f_y}$	$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$	$A_s = P b d$ cm <sup>2</sup>	S cm	S <sub>máx</sub> 3h=30cm
------------	-----------------------------	-------------------------	----------------------------	--------------------------------	----------------------------------	---------	-----------------------------

CLARO CORTO

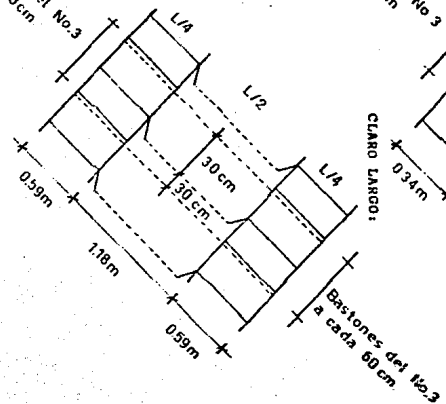
59	0.0051	0.0693	0.0033	0.0033	2.64	27	30
89	0.0077	0.0693	0.0033	0.0033	2.64	27	30
118	0.0102	0.0693	0.0033	0.0033	2.64	27	30

CLARO LARGO

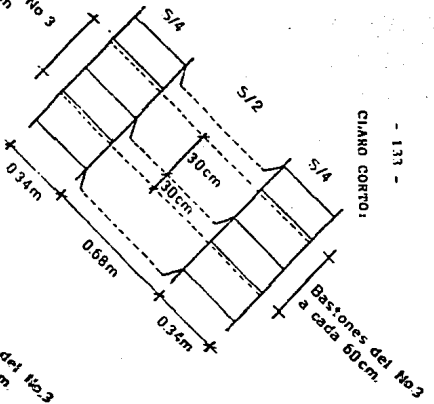
74	0.0064	0.0693	0.0033	0.0033	2.64	27	30
56	0.0049	0.0693	0.0033	0.0033	2.64	27	30
38	0.0033	0.0693	0.0033	0.0033	2.64	27	30

Si varillas del No.3  $a_s=0.71\text{cm}^2$

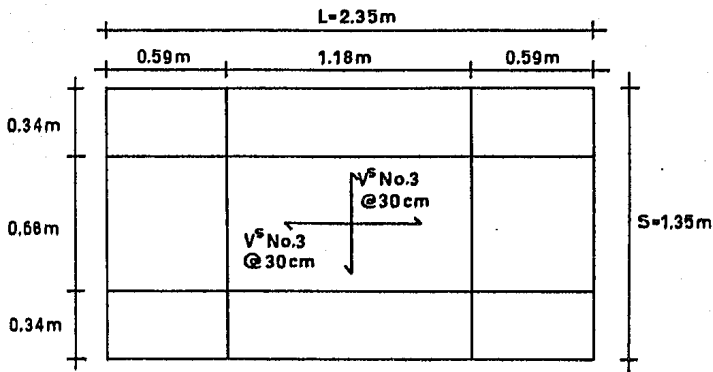
Bastones del No.3  
a cada 60cm



Bastones del No.3  
a cada 60cm



CLARO CORTO

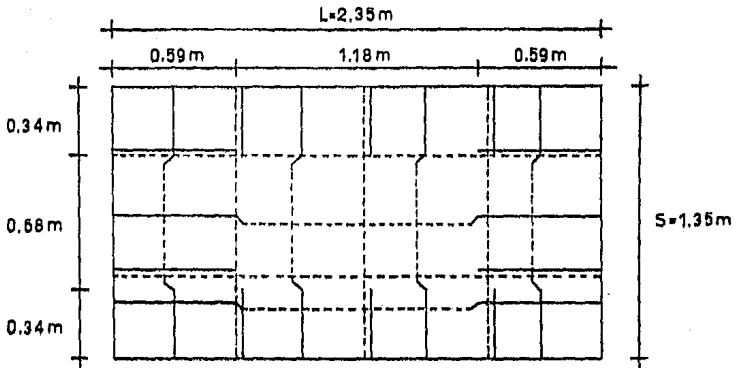


En franjas centrales, los bastones serán colocados  
@ 60 cm del # 3

En franjas laterales tendremos  $V^{\#}\text{ #3 @ }2S = 2 \times 30\text{ cm} = 60\text{ cm}$   
como  $S_{\text{máx}} = 30\text{ cm}$

La separación en franjas laterales es @ 30 cm





En forma similar se calcularon los tableros restantes de la losa.

Para todas el refuerzo resultó idéntico: Varillas del Número 3 a cada 30 cm.

### 3.3 DISEÑO DE LA ESCALERA

#### DISEÑO DE ESCALON

$$W_m = (\text{Pesos}) / \text{Area}$$

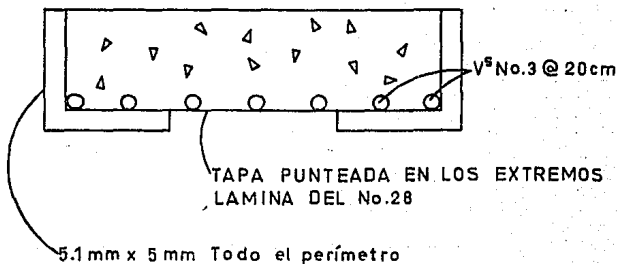
$$W_v = 600 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$W_T = W_m + W_v$$

Para el escalón

$$M = Wl^2 / 8 \quad \text{y} \quad V = Wl / 2$$

Detalle de un escalón



Obtención del peso de los ángulos de Lados iguales

$$0.90 \text{ m} \times 2 + 0.17 \text{ m} \times 2 = 2.14 \text{ m}$$

La longitud de ángulos a utilizar en un escalón es 2.14 m.

Peso por metro líneal de un ángulo de lados iguales (REF. 17)

Tamaño y espesor	Peso Kg / m
51 mm X 5 mm	3.63

$$\text{Peso de ángulos} = 2.14 \text{ m} \times 3.63 \text{ Kg / m} = 7.77 \text{ kg}$$

$$\text{Peso del Concreto} = 2,400 \text{ Kg / m}^3 \times 0.05 \text{ m} \times 0.90 \text{ m} \times 0.27 \text{ m}$$

$$\text{Peso del Concreto} = 29.16 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso de un escalón} = 7.77 \text{ Kg} + 29.16 \text{ Kg} = 36.93 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso de seis escalones} = 221.58 \text{ Kg}$$

$$A = 0.90 \text{ m} \times 0.27 \text{ m} = 0.24 \text{ m}^2$$

$$W_m = 221.58 \text{ Kg} / 0.24 \text{ m}^2 = 911.85 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$W_v = 600 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$W_T = 911.85 \text{ Kg} / \text{m}^2 + 600 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$W_T = 1,511.85 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$W_T = 1,511.85 \text{ Kg} / \text{m}^2 \times 0.27 \text{ m}$$

$$W_T = 408.20 \text{ Kg} / \text{m}$$

$$M = ( 408.20 \text{ Kg / m } ) ( 0.90 \text{ m } )^2 / 8$$

$$M = 41.33 \text{ Kg . m}$$

$$V = ( 408.20 \text{ Kg / m } ) ( 0.90 \text{ m } ) / 2$$

$$V = 183.69 \text{ Kg}$$

#### DISEÑO DE LA ALFARDA

$$W = W_T \times 1/2 \text{ Ancho}$$

$$W = 1,511.85 \text{ Kg / m}^2 \times ( 1.10 \text{ m / 2} )$$

$$W = 831.52 \text{ Kg / m}$$

Para el cálculo del Momento Flexionante y la Fuerza Cortante se procede de la siguiente manera.

$$M = Wl^2 / 8 \quad \text{y} \quad V = Wl / 2$$

Teniendo como datos  $W = 831.52 \text{ Kg / m}$  y  $l = 1.88 \text{ m}$

$$M = ( 831.52 \text{ Kg / m } ) ( 1.88 \text{ m } )^2 / 8$$

$$M = 367.36 \text{ Kg.m}$$

$$V = ( 831.52 \text{ Kg / m } ) ( 1.88 \text{ m } ) / 2$$

$$V = 781.63 \text{ Kg}$$

$$M_{\text{máx}} = 367.37 \text{ Kg.m} = 36,737 \text{ Kg.cm}$$

Módulo de Sección (eje XX) requerido

$$S_x \text{ req} = M \text{ máx} / f_b$$

Donde:

$$f_b = 2,100 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \quad \text{Esfuerzo básico a tensión}$$

$$S_x \text{ req} = ( 36,737 \text{ Kg.cm} ) / ( 2,100 \text{ Kg} / \text{cm}^2 )$$

$$S_x \text{ req} = 17.49 \text{ cm}^3$$

Si se utiliza una sección 4 MT 12-C se obtiene un módulo de --  
sección efectiva "Sx" = 17.08 cm<sup>3</sup> . ( REF. 18 ).

REVISION DE UNA COLUMNA

$$P = \text{Area tributaria} \times 2 \times W$$

$$M = P \times 0.10 \times ( 2.45 \text{ m} / 2 )$$

$$W_v = 600 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$W_m = \Sigma (\text{Pesos}) / \text{Area Tributaria}$$

OBTENCION DE PESOS:

PESO DE LA ALFARDA.

$$\text{El peso de la alfarda } 4\text{MT} - 12 \text{ C} = 4.53 \text{ Kg} / \text{m}$$

$$\text{Peso de la alfarda} = 4.53 \text{ Kg} / \text{m} \times 1.50 \text{ m} = 6.80 \text{ Kg}$$

PESO DEL DESCANSO

El peso de una sección 4MT- 12 conformada por dos canales de acero es de 9.06 Kg / m

$$\text{Peso del descanso} = 9.06 \text{ Kg} / \text{m} \times 3.00 \text{ m} = 27.18 \text{ Kg}$$

PESO DE LA COLUMNA

El peso de una sección 4MT - 12 de dos canales es de ----  
9.06 Kg / m

$$\text{Peso de la Columna} = 9.06 \text{ Kg} / \text{m} \times 2.45 \text{ m}$$

$$\text{Peso de la Columna} = 22.20 \text{ Kg}$$

Los pesos de las secciones fueron obtenidos con ayuda de  
la REF. 1B.

$$\text{Peso de la losa} = 2,400 \text{ Kg} / \text{m}^3 \times 0.10 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 0.90 \text{ m}$$

$$\text{Peso de la losa} = 216.00 \text{ Kg}$$

**Peso de escalón = 36.93 Kg**

**Peso de tres escalones = 110.79 Kg**

**Peso total = 382.97 Kg**

$$W_m = \Sigma (\text{Pesos}) / \text{Area Tributaria}$$

$$A = 1.10 \text{ m} \times 1.75 \text{ m} = 1.93 \text{ m}^2$$

$$W_m = 382.97 \text{ Kg} / 1.93 \text{ m}^2 = 198.95 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$W_v = 600 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$W_T = 198.95 \text{ Kg} / \text{m}^2 + 600 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$W_T = 798.95 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$P = \text{Area Tributaria} \times 2 \times W_T$$

$$P = 1.10 \text{ m} \times 1.75 \text{ m} \times 2 \times 798.95 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$P = 3,076 \text{ Kg}$$

$$M = P \times 0.10 \times ( 2.45 \text{ m} / 2 )$$

$$M = 377 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

REVISION POR CARGA AXIAL Y  
MOMENTO FLEXIONANTE

DATOS:

$$l = 2.45 \text{ m}$$

$$P = 3,076 \text{ Kg}$$

$$M = 377 \text{ Kg.m}$$

$$K = 1 \quad \text{Para ambos extremos articulados}$$

Datos obtenidos de la REF. 18

$$A = 11.28 \text{ cm}^2$$

$$r_y = 3.75 \text{ cm} \quad \text{Para sección conformada por dos canales. 4 MT 12}$$

$$S_y = 31.20 \text{ cm}^3$$

SOLUCION:

$$f_a = P / A = 3,076 \text{ Kg} / 11.28 \text{ cm}^2$$

$$f_a = 273 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$K l / r_y = 1 ( 245 \text{ cm} ) / 3.75 \text{ cm} = 65$$

$$\text{Por lo tanto } F_a = 16,321 / 11.28 = 1,447 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$f_b = M / S_y = 37,700 \text{ Kg.cm} / 31.20 \text{ cm}^3$$

$$f_b = 1,208 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$F_b = 2,100 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$f_a / F_a = ( 273 \text{ Kg} / \text{cm}^2 ) / ( 1,447 \text{ Kg} / \text{cm}^2 )$$

$$f_a / F_a = 0.19$$

$$f_b / F_b = ( 1,208 \text{ Kg} / \text{cm}^2 ) / ( 2,100 \text{ Kg} / \text{cm}^2 )$$



$$f_b / F_b = 0.58$$

La suma de (  $f_a / F_a$  ) más (  $f_b / F_b$  ) debe ser menor que 1

$$0.19 + 0.58 = 0.77 < 1$$

PROYECTO DE INSTALACIONES. INSTALACION HIDRAULICA

La vida en comunidades organizadas no puede existir sin los servicios gemelos de abastecimiento de agua y eliminación de las aguas negras. Estas deben considerarse como una unidad.

En donde existe un abastecimiento de agua bajo presión, con plomería interior, se producirán aguas negras. Si no se eliminan adecuadamente los desperdicios de una comunidad pueden crear molestias intolerables y enfermedades.

Los problemas de abastecimiento de agua para la comunidad y la eliminación de las aguas negras consiste en lo siguiente.

La obtención del agua de una fuente artificial o de una subterránea, su tratamiento, la transportación a la comunidad mediante líneas principales, secundarias y ramales; de las cuales se realizará la distribución a los usuarios mediante tomas. A partir de las tomas se construirán tuberías que proporcionen agua al sistema de plomería de cada casa.

A su vez se contará con un sistema de colectores, en los cuales se descargan las aguas negras por medio de albañales, dichas aguas llegan a líneas de alcantarillado para ser transportadas al punto donde serán tratadas.

#### 4.1. PROYECTO DE LA RED DE AGUA POTABLE

##### DESCRIPCION DEL PROYECTO

El proyecto se encuentra ubicado en la calle Atzayacatl No. 43 Colonia Moderna, Delegación Benito Juárez.

El conjunto habitacional está compuesto, por un edificio ---- (Prototipo SIII) en tres niveles de tres departamentos por nivel; con un total de nueve departamentos y una accesoria comercial.

Sobre la calle Atzayacatl se localiza una red secundaria de - agua potable de 101.00 mm (4") de diámetro, de la que se pretende hacer una toma mediante insercción y conducir el líquido a una cig terna. Donde por medio de equipo de bombeo se llevará a tinacos, los cuales están ubicados en la azotea del edificio; dando así la carga suficiente para poder abastecer por gravedad a cada nivel, - pasando por equipo de medición.

Cuando es posible tener depositos de almacenamiento en la --- planta de azotea, la distribución se hace por gravedad definiéndose como **SISTEMA POR GRAVEDAD**. Cuando se requiere hacer la distribución por medio de equipo de bombeo que proporcionen la presión a los muebles a partir de una cisterna, se denomina **SISTEMA A PRE---** **SION**.

#### 4.1.1. INSTALACIONES INTERNAS

Un sistema de distribución de agua fría comprende: el equipo de bombeo a los tinacos, la red de distribución necesaria para alimentar, con el gasto y presión requerida, a todos los muebles y equipos hidráulicos y sanitarios de las edificaciones.

La presión máxima y mínima de una instalación depende principalmente de los accesorios utilizados. La presión mínima para instalaciones con accesorios normales ya sea llaves o tanques, será de  $0.25 \text{ Kg/cm}^2$  ó 2.5 metros de columna de agua. La presión máxima es la recomendada por los fabricantes de accesorios, la cual es de  $4.5 \text{ Kg/cm}^2$  ó 45 metros de columna de agua (REF. 5).

### GOLPE DE ARIETE

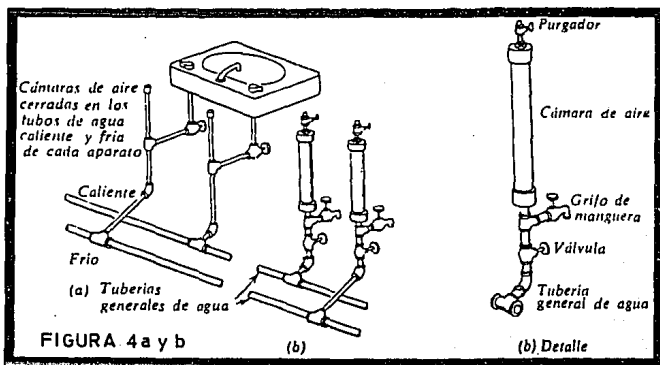
En las instalaciones hidráulicas se debe minimizar el efecto de golpe de ariete, el cual se presenta por el cierre brusco de las llaves de los muebles sanitarios, produciendo un ruido peculiar como el de un golpe de martillo en la tubería debido a la fuerza ejercida por la desaceleración de la masa de agua. Se minimiza el golpe de ariete colocando cámaras de aire en cada alimentador, las cuales consisten en prolongar el tubo con el mismo diámetro en forma vertical, con una longitud mínima de 0.60 mts, dejando tapado el extremo superior. FIG. 4a.

Con lo cual se producirá una pequeña cámara de aire que se comprime con la presión del agua, lo cual amortigua el golpe de ariete.

De no amortiguar el golpe de ariete se producirán fuertes golpes que repercuten en ruido intenso o en ocasiones en la ruptura de las tuberías.

Otro dispositivo más controlable es la cámara de aire recargable FIG 4b. Consiste en cerrar la válvula y quitar el agua por el grifo de manguera mientras se deja abierto el purgador de arriba, de esta manera la cámara se rellena de aire. Después se cierra el purgador y el grifo de manguera y se vuelve a abrir

la válvula, con lo cual el aparato vuelve a estar en servicio. Este tipo de cámaras recargables se utilizan en ramales que llevan el agua a grupos de aparatos FIG 4b ( REF. 6 ).



DATOS DE PROYECTO

Area de comercio	22.79m <sup>2</sup>
Dotación local comercial	6 lts/ m <sup>2</sup> / día
Número de viviendas	9 viv.
Densidad de población por vivienda	6 Hab.
Población de proyecto	54.0 Hab.
Dotación de vivienda	150 lts/ hab/ día
Gasto medio diario	0.095 l.p.s
Gasto máximo diario	0.114 l.p.s
Gasto máximo horario	0.171 l.p.s.
Coefficiente de variación diaria	1.20
Coefficiente de variación horaria	1.50
Fuente de abastecimiento	101.00 mm (4")Ø Línea existente
Volumen de cisterna	9.87 m <sup>3</sup>
Volumen de almacenamiento	16.47 m <sup>3</sup>

#### 4.1.2. POBLACION DE PROYECTO

La población de proyecto se determina tomando como base el número de viviendas a construir; que para este caso son nueve viviendas de dos recamaras cada una.

Para calcular la población de proyecto, se procede de la siguiente manera

Número de viviendas de dos recamaras	9 viv.
Densidad de población para viviendas de dos recamaras	6 Hab/ viv.
P proyecto = (9 viv) (6 Hab/viv)	
P proyecto = 54 Habitantes	



4.1.3. DOTACION

Se entiende por dotación la cantidad de agua que se asigna a cada persona por día y se expresa lts/hab/día (litros por habitante por día).

Por considerarse el predio como conjunto habitacional, se establecieron dotaciones apoyadas en las normas de proyecto vigentes y alineamientos marcados por el Departamento del Distrito Federal para este tipo de conjuntos, teniéndose. ( REF.14 ART. 82).

Dotación de consumo doméstico:	150 lts/hab/día
Dotación de consumo comercial:	6 lts/m <sup>2</sup> /día
Coefficiente de variación diaria y horaria son	1.2 y 1.5 respectivamente
(REF 11)	

#### 4.1.4 CALCULO DE GASTOS DE DISEÑO

El cálculo hidráulico requerido para el local comercial y habitacional se basa en la dotación anteriormente establecida, obteniéndose lo siguiente.

Gasto diario habitacional= (Dotación)(No. de Hab)

Gasto diario habitacional= (150 lts/hab/día)(54 Hab)

Gasto diario habitacional= 8,100 lts/día

Gasto diario local comercial= (6 lts/m<sup>2</sup>/día)(22.79m<sup>2</sup>)

Gasto diario local comercial= 136.74 lts/ día

Teniendo una demanda diaria total de:

8,100 lts/ día + 136.74 lts/ día =

= 8,236.74 lts/día =

= 8.24 m<sup>3</sup>/ día

A) GASTO MEDIO ANUAL

( Qmed )

$$\text{Qmed} = 8,236.74 \frac{\text{lt}}{\text{día}} \times \frac{1 \text{ día}}{86,400 \text{ seg}} = 0.095 \text{ l.p.s}$$

B) GASTO MAXIMO DIARIO

( Q.m.d. )

El consumo medio anual sufre variaciones en más y en menos -- pues hay días que por la actividad, la temperatura u otra causa, -- se demanda un consumo mayor que el medio anual; este consumo en -- más se estima que fluctúa entre 120 y 180 % , pero en poblados pequeños llega a 200%. En general en la República Mexicana el máximo consumo se registra entre mayo y julio. Al máximo consumo diario se le llama gasto máximo diario y el coeficiente con que se -- afecta al gasto medio anual, para obtener este gasto máximo diario se le llama coeficiente de variación diaria. Se representa por -- Q.m.d. y se expresa en litros por segundo (l.p.s.).

GASTO MAXIMO DIARIO

$$\text{Q.m.d.} = (\text{Qmed}) (1.2) = (0.095 \text{ l.p.s}) (1.20)$$

$$\text{Q.m.d.} = 0.114 \text{ l.p.s}$$

C) GASTO MAXIMO HORARIO (Q.m.h.)

A su vez el gasto máximo diario sufre variaciones en las distintas horas del día, por lo que en el día de mayor consumo, lo -- que interesa es saber en qué hora de las 24 se requiere mayor gasto. Se ha observado que en las horas de mayor actividad se alcanza un 150% del gasto máximo diario. A esta variación del consumo se le llama Gasto máximo horario y al coeficiente con que se - afecta el gasto máximo diario se le llama Coeficiente de variación horaria. Se representa Q.m.h. y se expresa en l.p.s (REF. 9).

GASTO MAXIMO HORARIO (Q.m.h.)

$$Q.m.h = (Q.m.d)(1.50) = (0.114 \text{ l.p.s})(1.50)$$

$$Q.m.h. = 0.172 \text{ l.p.s}$$

4.1.5 CALCULO DEL DIAMETRO DE LA TOMA MUNICIPAL  
AL MEDIDOR

El cálculo del diámetro de la toma a la red municipal se establece de acuerdo a la recomendación hecha por la D.G.C.O.H --- ( Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica).

En el libro de Diseño de Redes de Distribución para provisiónamiento de agua potable ( D.G.C.O.H AP - 100 - 85 ) inciso - 3.2.3 de acuerdo a la siguiente fórmula.

Fórmula de continuidad

$$Q = AV \quad (1)$$

De la ecuación 1 despejamos "A"

$$A = Q / V \quad (2)$$

Si  $A = \pi D^2 / 4$  y lo sustituimos en la ecuación 2 y despejamos "D" obtenemos.

$$\pi D^2 / 4 = Q / V$$

$$D = ( 4 Q / \pi V )^{1/2} \quad (3)$$

Donde:

Q = Gasto en el tramo en  $m^3/s$

A = Area del tubo en  $m^2$

V = Velocidad media en  $m/s$

D = Diámetro del conducto en m.

Se puede calcular el diámetro de una tubería suponiendo la velocidad del agua y utilizando la ecuación 3 . Para hacer un diseño económicamente balanceado, hay que tomar en cuenta que utilizar diámetros pequeños implica disminuir el costo de la tubería pero también implica aumentar las pérdidas de energía; si para el mismo gasto se utilizarán diámetros grandes, las pérdidas de energía son menores, pero el costo de la tubería aumenta.

Se ha observado que si se suponen velocidades alrededor de 1 m/s se logran diseños razonablemente balanceados.

A) VELOCIDADES DE PROYECTO

Velocidad mínima: Para evitar sedimentaciones, se recomienda que la velocidad mínima en cualquier tramo sea de 0.7 m/s.

Velocidad máxima: Con objeto de evitar ruidos, vibraciones y reducir el golpe de ariete, en las tuberías la velocidad deberá limitarse a 2.5 m/s ( REF. 5 )

Para obtener el diámetro del tubo que va de la toma municipal al medidor se utiliza el gasto máximo diario (Q.m.d) de acuerdo - al Manual de Normas de Proyecto, donde se considera una conducción al almacenamiento.

Teniendo como datos

$$Q.m.d. = 0.114 \text{ l.p.s.} = 0.000114 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V \text{ media} = 1 \text{ m/s}$$

Y utilizando la ecuación 3 para obtener el diámetro tenemos

$$D = ( 4Q / \pi V )^{1/2}$$

$$D = [ (4)(0.000114 \text{ m}^3 / \text{s}) / ( \pi ) ( 1 \text{ m/s} ) ]^{1/2}$$

$$D = 0.01205 \text{ m} = 12 \text{ mm}$$

Por lo tanto el diámetro comercial a utilizar es de 13 mm ( 1/2" ).

#### 4.1.6 CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION DE LA RED DE ABASTECIMIENTO INTERNO

El abastecimiento interno, consiste en llevar la línea desde la toma localizada sobre la tubería de 101.00 mm (4") de diámetro en la calle Atzayacatl a la cisterna. Además de comprobar si el diámetro calculado para la toma es el adecuado.

El procedimiento de cálculo empleado es el de líneas abiertas, cuyo método toma en cuenta las pérdidas de carga en función del gasto, tipo y clase de tuberías, longitud parcial y total. -- Considerando además que se emplea este método de acuerdo a la geometría y disposición de sembrado del edificio.

Para calcular las pérdidas por fricción se consideran los siguientes diámetros en la tubería: 101.00 mm (4") en la secundaria, 13 mm (1/2") proveniente de la toma secundaria al medidor y 19 mm (3/4") del medidor a la cisterna.

La fórmula general para el cálculo de pérdidas por fricción es la siguiente (REF. 5)

$$h_f = KLQ^2$$



Donde:

$$K = 10.3 n^2 / D^{16/3}$$

hf = Pérdidas por fricción en m

K = Constante que depende del criterio  
seleccionado para el cálculo de --  
pérdidas por fricción

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

D = Diámetro de la tubería en m

L = Longitud de la tubería en m

Q = Gasto en m<sup>3</sup> /s

Cuando la edificación sea casa unifamiliar o construcciones de hasta 2,000 m<sup>2</sup>, se podrá proyectar para tener pérdidas de fricción entre el 5 % y el 10 % de la longitud de la tubería, teniendo se para este rango el diámetro más económico.

Por lo tanto tenemos la suma de pérdidas en el tramo en estudio.

$$hf_T = hf_1 + hf_2$$

Si  $hf_1 = KL_1Q^2$  para tubería de 13 mm (1/2") de diámetro de acero galvanizado (fo.go) , se obtiene el coeficiente de rugosidad "n" de la TABLA No. 1 (REF. 11)

TABLA NO. 1

COEFICIENTES DE RUGOSIDAD

Asbesto cemento	0.010
Concreto liso	0.012
Concreto áspero	0.016
Acero galvanizado	0.014
Fierro fundido	0.013
Acero soldado sin revestimiento	0.014
Acero soldado con revesti miento interior a base de	
Epoxy	0.011
Plástico P.V.C	0.009

para  $hf_1 = KL_1 Q^2$

Donde:

$L_1 = 5.50 \text{ m}$

$Q = 0.00012 \text{ m}^3/\text{s}$

$D = 13 \text{ mm (1/2")} = 0.013 \text{ m}$

$n = \text{Coeficiente de rugosidad}$

Para fo.go  $n = 0.014$

$$K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}} = \frac{(10.3)(0.014)^2}{(0.013)^{16/3}}$$

$K = 23'123,953.31$

Por lo tanto

$$hf_T = hf_1 + hf_2 = 1.83 \text{ m} + 1.23 \text{ m}$$

$$hf_T = 3.06 \text{ m}$$

Como puede apreciarse con un diámetro de 13 mm (1/2") y aumentando a 19 mm (3/4") las pérdidas de carga son mínimas (9%) , por lo que es un diámetro adecuado para el abastecimiento.

A) CALCULO DE LA CAPACIDAD DE TINACOS

Se especifica que el volumen de los tinacos debe ser igual a los planos prototipo S-III (Clave IH-1) que indica tinacos de -- 1,100 lts. Para el proyecto de nueve viviendas y área comercial a futuro, se propone dos tinacos de 1,100 lts por cada tres viviendas, dando un total de seis tinacos de 1,100 lts cada uno.

Dimensionamiento de la cisterna - cárcamo

$$\text{Volumen de almacenamiento} = 16.47 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen de tinacos } (6)(1.10 \text{ m}^3) = 6.60 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen de cisterna} = \text{Volumen de almacenamiento menos} \\ \text{volumen de tinacos}$$

$$\text{Volumen de cisterna} = 16.47 \text{ m}^3 - 6.60 \text{ m}^3 = 9.87 \text{ m}^3$$

El volumen de la cisterna esta dado por

$$V = (L) (A) (H)$$

Donde:

$$V = \text{Volumen de cisterna} = 9.87 \text{ m}^3$$

$$L = \text{Largo} = 3.00 \text{ m}$$

$$A = \text{Ancho} = 2.50 \text{ m}$$

$$H = \text{Altura}$$

Sustituyendo valores

$$9.87 \text{ m}^3 = (3.00\text{m})(2.50 \text{ m})(H)$$

Despejando "H"

$$H = \frac{9.87 \text{ m}^3}{(3.00 \text{ m})(2.50 \text{ m})}$$

$$H = 1.32 \text{ m}$$

$$\text{Agua} = 1.32 \text{ m}$$

$$\text{Camara de aire} = \underline{0.23 \text{ m}}$$

$$\text{Altura total} = 1.55 \text{ m}$$

Dimensión de la cisterna

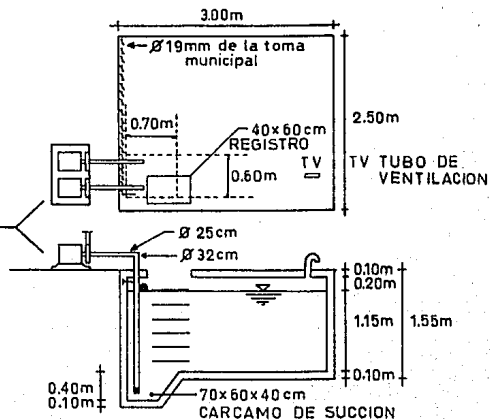
$$3.00\text{m} \times 2.50 \text{ m} \times 1.55 \text{ m}$$

FIGURA 4C

PLANTA

BOMBAS

CORTE



#### 4.1.8 CALCULO DEL EQUIPO DE BOMBEO

Considerando que los tinacos están colocados a más de 2.00m de altura sobre el mueble más alto por abastecer, y que cuentan con electrónivel de arranque colocado a 25 cm de la base del mismo; esto implica tener un volumen permanente de agua, el gasto de llenado será el siguiente.

Volumen de tinacos	6,600 its
Volumen permanente de agua	
(330 its) (6)	1,980 its
Volumen de agua de bombeo	$6,600 \text{ its} - 1,980 \text{ its} = 4,620 \text{ its}$

En cuanto al gasto que deberá ser bombeado, su magnitud se -- determinó teniendo en cuenta que los tinacos serán llenados en --- 1.5 horas, considerando que a menor tiempo de llenado mayor es la potencia de la bomba.

Tiempo de llenado en 1.5 horas	= 5,400 seg
Gasto de llenado	= $\frac{4,620 \text{ its}}{5,400 \text{ seg}}$
Gasto de llenado	= 0.86 l.p.s = 0.00086 m <sup>3</sup> /s

Obtención del diámetro en la descarga  
utilizando la ecuación 3

$$D = (4Q / \pi v)^{1/2}$$

Donde:

Q = Gasto en el tramo en m<sup>3</sup> /s

A = Area del tubo en m<sup>2</sup>

v = Velocidad media en m/s

considerando una v = 2 m/s

D = Diámetro del conducto en m

Por lo tanto sustituyendo los valores en dicha ecuación, se obtiene lo siguiente.

Datos:

$$Q = 0.00086 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$v = 2 \text{ m/s}$$

$$D = (4Q / \pi v)^{1/2}$$

$$D = \left[ (4) (0.00086 \text{ m}^3/\text{s}) / (\pi) (2\text{m/s}) \right]^{1/2}$$

$$D = 0.02340 \text{ m} = 2.34 \text{ cm} = 23.40\text{mm} \therefore 25 \text{ mm (1")}$$

Obteniendose un diámetro comercial de 25 mm (1") en la descarga y en la succión se utilizará un diámetro superior, es decir de 32 mm (1 1/4").



REVISION DE LA VELOCIDAD EN LA DESCARGA

Utilizando la ecuación 1 en la cual se despeja la velocidad se obtiene:

$$V = Q / A \quad (4)$$

Donde:

$$Q = \text{Gasto en el tramo en m}^3/\text{s}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{Area del tubo en m}^2$$

$$D = \text{Diámetro del tubo en m}$$

Siendo el diámetro en la descarga de 25 mm (1") = 0.025 m se determina el área del tubo.

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.025)^2}{4}$$

$$A = 0.00049 \text{ m}^2$$

Sustituyendo los valores del gasto y el área en la ecuación número 4

Datos:

$$Q = 0.00086 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = 0.00049 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.00086 \text{ m}^3/\text{s}}{0.00049 \text{ m}^2}$$

$$V = 1.76 \text{ m/s}$$

Obteniéndose una  $V = 1.76 \text{ m/s}$  que es una velocidad menor a la del diseño.

$$1.76 \text{ m/s} < 2.00 \text{ m/s}$$

POTENCIA DEL EQUIPO DE BOMBEO

La potencia del equipo de bombeo está dado por la ecuación 6

$$P = \frac{C.D.T \cdot Q}{(76)(\eta)} \quad (6)$$

Donde:

P = Potencia de la bomba en Hours Power (H.P.)

C.D.T = Carga dinámica total que debe vencer la bomba en metros de columna de agua (m.c.a)

Q = Gasto requerido en litros por segundo (l.p.s)

$\eta$  = Eficiencia de diseño = 55%

76 = Factor para convertir  $\frac{kg \cdot m}{seg}$  a H.P.

seg

### CARGA DINAMICA TOTAL

La carga dinámica total (C.D.T) se define como la presión mínima necesaria para que el agua suba y recorra cierta longitud a fin de abastecer a los tinacos.

Para la selección de la bomba de llenado a tinacos será necesario realizar las siguientes consideraciones.

$$C.D.T = H_s + H_e + H_u + H_{fs} + H_{fd}$$

A la suma de estos factores nos da la carga dinámica total - que debe vencer la bomba, siendo.

$$H_s = \text{Carga de succión} = 1.55 \text{ m}$$

$$H_e = \text{Carga estática} = 7.50 \text{ m}$$

$$H_u = \text{Altura de los tinacos elevados} = 2.80 \text{ m}$$

Cálculo de las pérdidas de succión (hfs)

Válvula de pie ( pinchancha) de 32 mm	=	3.55 m
Tubería de fo.go (Acero Galvanizado) de 32 mm	=	2.00 m
Codo de 90° fo.go de 32 mm	=	0.79 m
Tuerca unión de 32 mm	=	<u>1.00 m</u>
		7.34 m

$$hfs = K L Q^2$$

Donde:

$$K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}}$$

$$L = 7.34 \text{ m}$$

$$Q = 0.00086 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.014$$

$$D = 32 \text{ mm (1 1/4")} = 0.032 \text{ m}$$

$$K = \frac{10.3 (0.014)^2}{(0.032)^{16/3}}$$

$$K = 189,507.65$$

$$hfs = K L Q^2 = (189,507.65) (7.34) (0.00086)^2$$

$$hfs = 1.03 \text{ m}$$

Cálculo de las pérdidas de carga (hfd)

Válvula de compuerta de 25 mm (1") $\varnothing$	=	0.28 m
Válvula de chech de 25 mm (1") $\varnothing$	=	6.72 m
Tubería de fo.go de 25 mm (1") $\varnothing$	=	10.50 m
Codo de 90° de fo.go 25 mm (1") $\varnothing$	=	3.36 m
Válvula de flotador de 25 mm (1") $\varnothing$	=	2.24 m
Tuerca unión de 25 mm (1") $\varnothing$	=	<u>1.00 m</u>
		24.10 m

$$hfd = K L Q^2$$

Donde:

$$K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}}$$

$$L = 24.10 \text{ m}$$

$$Q = 0.00086 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.014$$

$$D = 25 \text{ mm (1")} = 0.025 \text{ m}$$

- 175 -

$$K = \frac{10.3 (0.014)^2}{(0.025)^{16/3}}$$

$$K = 706,989.97$$

$$h_{fd} = K L Q^2 = (706,989.97)(24.10)(0.00086)^2$$

$$h_{fd} = 12.31 \text{ m}$$

La carga dinámica para el diseño del equipo de bombeo es la suma de estos valores, resultando.

$$\text{C.D.T} = 1.55 \text{ m} + 7.50 \text{ m} + 2.80 \text{ m} + 1.03 \text{ m} + 12.31 \text{ m}$$

$$\text{C.D.T} = 25.19 \text{ m.c.a} \text{ (metros de columna de agua m.c.a)}$$

La potencia requerida para el equipo de bombeo es.

$$P_{\text{diseño}} = \frac{\text{C.D.T} \cdot Q}{76 \eta}$$

Teniendo como datos.

$$\text{C.D.T} = 25.19 \text{ m.c.a}$$

$$Q = 0.86 \text{ l.p.s}$$

$$\eta = 0.55$$

Sustituyendo se tiene

$$P \text{ diseño} = \frac{(25.19)(0.86)}{(76)(0.55)}$$

$$P \text{ diseño} = 0.52 \text{ H. P.}$$

Por lo tanto se recomienda emplear dos bombas las cuales tendrán una potencia comercial de 3/4 H.P., cada una.

Una bomba se empleará para la distribución de 4 tinacos y la otra llenará a los 2 tinacos restantes.



## 4.2. PROYECTO DE INSTALACION SANITARIA

### 4.2.1. IMPORTANCIA DE LA ELIMINACION DE LAS AGUAS NEGRAS

Las aguas negras se clasifican por su origen. Aquellas que provienen de residencias, instituciones y edificios comerciales -- son las aguas negras domésticas, sanitarias o caseras; a las provenientes de procesos de manufacturación o industriales se les llama aguas negras industriales o comerciales. Designándose el nombre de aguas negras a la conjunción de ambas.

En las ciudades al presentarse la primera lluvia arrastra una multitud de impurezas de la calle, llegando a constituir un líquido tan peligroso como las aguas negras, al presentarse la subsiguiente lluvia no presenta tantas impurezas conteniendo en su mayoría materia mineral esto se debe a que la superficie que recorre -- esta relativamente limpia.

El escurrimiento de las calles durante e inmediatamente después de la tormenta forman el agua de tormenta o aguas negras de tormenta

Las aguas negras son muy perjudiciales ya que entran rápidamente en putrefacción, llevando toda clase de materias de desecho: orgánicas y minerales.

En estado sólido como materias fecales, arcillas, arenas y residuos industriales; en estado líquido como orinas, colorantes, detergentes; y en estado gaseoso como ácido sulfhídrico, amoniaco y además productos de la putrefacción de algunas sustancias.

La materia de tipo orgánica es muy molesta a la vista y al --olfato, su principal inconveniente es que se convierte en vehículo de gérmenes que producen enfermedades al ser humano.

Las cuales estropean las aguas limpias de los abastecimien--tos haciéndolas impropias para el uso doméstico.

#### 4.2.2 SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Los sistemas de alcantarillado se caracterizan por los volúmenes y calidad del agua a eliminar.

Si las aguas de desecho de una localidad se van a recoger -- transportar y alojar juntas por el mismo conducto, se tiene un -- sistema denominado: **único, combinado, unitario ó de una sola canalización.**

Un sistema **combinado** consiste, una red de alcantarillas suficientemente amplias para el paso de los máximos gastos de aguas -- negras y pluviales.

A la separación de las aguas negras de las de lluvia se le llama **sistema separado, divisor, dual ó de doble canalización.**

Un sistema de **eliminación de aguas negras** consiste, en la -- red de tuberías de desagüe destinadas a sacar de las edificaciones a estas en la forma más rápida y sanitaria posible, a fin de descargarlas en la red municipal.

Las tuberías de desagüe consisten en tubos de pequeño diámetro llamados **albañales** o conexiones de casa, los cuales se dividen en interiores o exteriores.

A la parte que va de los muebles sanitarios al parámetro exterior de la fachada residencial se le llama albañal interior. Y a la parte que va del parámetro exterior a la atarjea o alcantarilla se le llama albañal exterior.

#### 4.2.3 PROYECTO DE DRENAJE COMBINADO

##### D E S C R I P C I O N

El proyecto se encuentra ubicado en la calle Atzacatl Número 43 Colonia Moderna, Delegación Benito Juárez.

El conjunto habitacional está compuesto por un edificio (Prototipo S-III) en tres niveles, de tres departamentos por nivel; con un total de nueve departamentos y accesoria comercial.

Sobre la calle Atzacatl se localiza una atarjea de 25 cm - (10") de diámetro, en la cual se pretende descargar las aportaciones provenientes de las viviendas.

En la red dado el cálculo del diámetro, se colocarán registros tipo; así mismo la pendiente mínima para tuberías enterradas será aquella que produzca una velocidad de 0.60 m/s, para tuberías horizontales soportadas de las estructuras con diámetro de 75 mm o menor. Se proyectarán con una pendiente mínima del 2%, en tanto que las tuberías horizontales con diámetro de 100 mm o mayores se proyectarán para una pendiente mínima del 1%.

La pendiente máxima para tuberías enterradas como soportadas de las estructuras será aquella pendiente que produzca una velocidad de 3 m/s.

DATOS DE PROYECTO

Area del predio	307.89 m <sup>2</sup>
Número de viviendas	9.00 viv
Número de habitantes por vivienda	6.00 Hab.
Población beneficiada	54.00 Hab.
Coefficiente de escurrimiento	0.64
Intensidad de lluvia	27.53 mm/hora
Sistema	Combinado
Eliminación	Gravedad
Vertido	254.00 mm Atarjea Municipal de 100% Ø
Gasto pluvial máximo	1.51 l.p.s
Gasto sanitario	2.77 l.p.s
Gasto de diseño	4.28 l.p.s.
Fórmulas empleadas	Manning, Racional Americano y Hunter

4.2.4. MEMORIA DE CALCULO

El sistema para el desalojo de aguas pluviales es del tipo - combinado, la eliminación será por gravedad.

Para determinar el gasto pluvial será empleado el Método Racional Americano recomendado por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (D.G.C.O.H) (REF. 10)

A) COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

En base a la distribución del uso del suelo del predio y con apoyo a los valores típicos de coeficientes de escurrimiento recomendados por la D.G.C.O.H en la TABLA NO. 2 (REF. 10).

Se obtiene el coeficiente de escurrimiento ponderado para el predio de proyecto, como se indica a continuación.

Uso de suelo	Area m <sup>2</sup>	%	C. típico	(%)(C)
Viviendas	183.77	59.69	0.60	35.81
Estacionamiento y varios	124.12	40.31	0.70	28.22
	307.89	100.0		64.03

Por lo tanto el coeficiente ponderado de escurrimiento es:

$$C = 0.64$$



TABLA No.2

VALORES TÍPICOS DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

TIPO DE AREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	Mínimo	Máximo
<b>Zonas comerciales:</b>		
zona comercial	0.75	0.95
vecindarios	0.50	0.70
<b>Zonas residenciales:</b>		
Unifamiliares	0.30	0.50
multifamiliares espaciados	0.40	0.60
multifamiliares compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casa habitación	0.50	0.70
<b>Zonas industriales:</b>		
espaciado	0.50	0.80
compacto	0.60	0.90
<b>Cementerios y parques</b>	0.10	0.25
<b>Campos de juego</b>	0.20	0.35
<b>Patios de ferrocarriles</b>	0.20	0.40
<b>Zonas urbanas</b>	0.10	0.30
<b>Calles:</b>		
asfaltadas	0.70	0.95
de concreto hidráulico	0.80	0.95
adoquinadas	0.70	0.85
<b>Estacionamientos</b>	0.75	0.85
<b>Techados</b>	0.75	0.95
<b>Praderas:</b>		
suelos arenosos planos ( $s < 0.02$ )	0.05	0.10
suelos arenosos ( $0.02 < s < 0.07$ )	0.10	0.15
suelos arenosos escarpados ( $s > 0.07$ )	0.15	0.20
suelos arcillosos planos ( $s < 0.02$ )	0.13	0.17
suelos arcillosos ( $0.01 < s < 0.07$ )	0.18	0.22
suelos arcillosos escarpados ( $s > 0.07$ )	0.25	0.35

D.O.F.



D.G.C.O.H.

## INTENSIDAD DE LLUVIA

El valle de México es una cuenca cerrada que se ubica en la - altiplanicie de la República, por lo que queda protegida por la ac ción de los huracanes.

Las lluvias más intensas se presentan en verano, provocadas generalmente por fenómenos de convección que producen tormentas - intensas, concentradas y de corta duración.

Las lluvias de invierno en cambio, son más extensas y de mayor duración, pero debido a su poca intensidad generalmente no -- producen inundaciones importantes.

Para el cálculo de la intensidad de lluvia (I) se utilizó el Manual de Hidráulica Urbana, donde se describe que la duración de la precipitación de diseño, debe ser de 60 minutos.

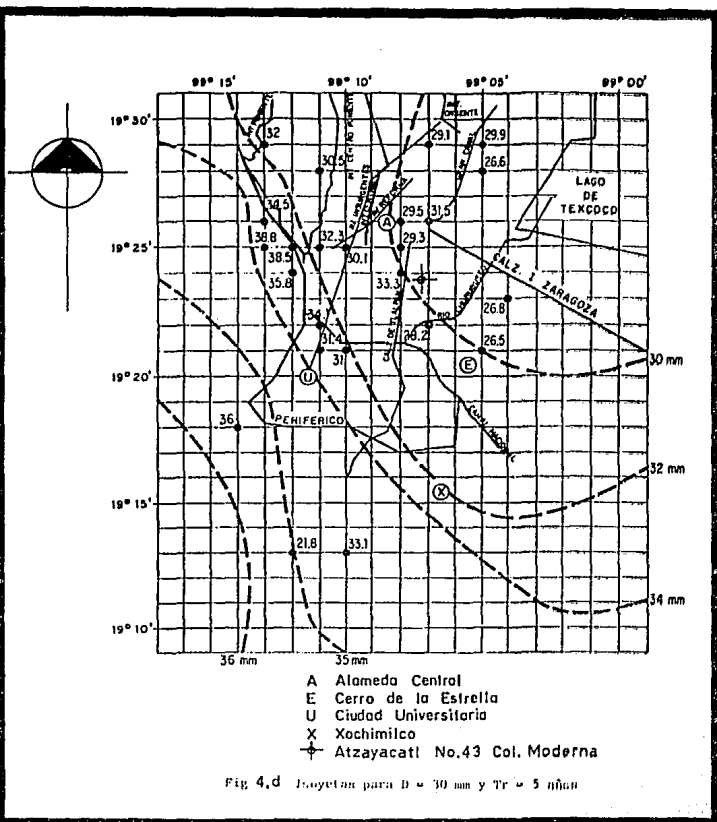
El período de retorno seleccionado, será de dos años según -  
**TABLA NO. 3 (REF. 10.)**

TABLA No.3 USO DEL SUELO Y PERIODOS DE RETORNO

TIPO DE USO	T <sub>r</sub> en años
a) Zonas de actividad comercial	5
b) Zonas de actividad industrial	5
c) Zonas de edificios públicos	5
d) Zonas residenciales multifamiliares de alta densidad*	3
e) Zonas residenciales unifamiliares y multifamiliares de baja densidad*	1.5
f) Zonas recreativas de alto valor e intenso uso por el público	1.5
g) Otras áreas recreativas	1

\* Para baja densidad se consideran valores menores de 100 hab/ha

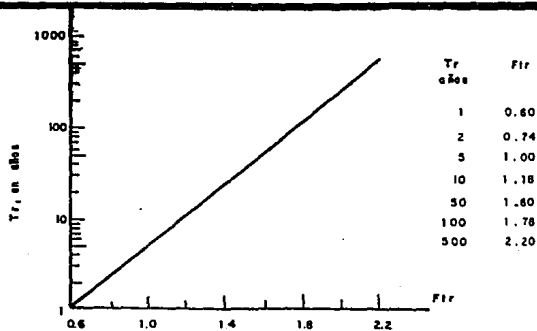
Retomando la FIGURA NO. 4d (REF. 10) de isoyetas para el -  
Distrito Federal para el sitio en estudio, se obtuvo la precipitaci  
ción base de 31 mm asociada a una duración de 30 minutos. Con --  
un período de retorno (Tr) de 5 años.



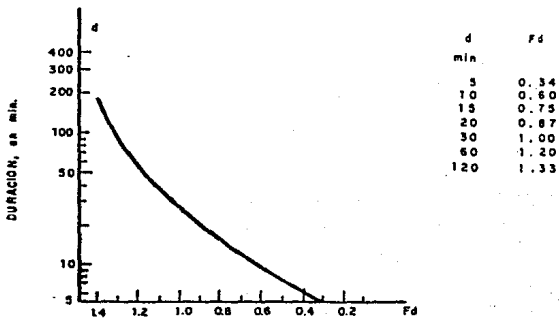
- A Alameda Central
- E Cerro de la Estrella
- U Ciudad Universitaria
- X Xochimilco
- ◆ Atzacatl No.43 Col. Moderna

Fig. 4,d Isoyetas para D = 30 mm y Tr = 5 años

Apoyándonos en la **GRAFICA NO. 1 ( REF. 10 )** se ajustó la pre  
cipitación base a una duración de 60 minutos. Así mismo en la --  
**GRAFICA NO. 2 ( REF. 10)** se obtiene el factor de ajuste por perí  
odo de retorno.



2) Factor de ajuste (Ftr) por periodo de retorno



1) Factor de ajuste (Fd) por duración



GRAF.1 Y 2 FACTORES DE AJUSTE POR PERIODO DE RETORNO Y DURACION

D.C.C.M.

De acuerdo a lo anterior se aplica la siguiente fórmula.

$$hp (2,60) = hp \text{ base } \times Fd \times Ftr$$

Donde:

hp (2,60) = Precipitación media para un período de -  
retorno de 2 años y una duración de 60  
minutos.

hp base = Precipitación base asociada a un período  
de retorno de 5 años y una duración de -  
30 minutos. hp base = 31 mm

Fd = Factor de ajuste por duración. Fd = 1.20

Ftr = Factor de ajuste por período de retorno.  
Ftr = 0.74

Sustituyendo los valores en la fórmula se obtiene

$$hp (2,60) = (31 \text{ mm})(0.74)(1.20)$$

$$hp (2,60) = 27.53 \text{ mm}$$

Por otra parte, se tiene que la intensidad se puede calcular de la siguiente manera

$$I = \frac{60 \text{ Hp}}{Tc}$$

Tc



Donde:

I = Intensidad de lluvia, en mm/hora

hp = 27.53 mm

Tc = Tiempo de concentración, en minutos.

Tc = 60 min

Al sustituir los valores se obtiene.

$$I = \frac{60(27.53)}{60}$$

$$I = 27.53 \text{ mm/hora}$$

Es decir, tomando el tiempo de concentración igual al de duración, nos permite deducir que durante una hora tendrá la misma duración.

#### 4.2.4.1. CALCULO DEL GASTO PLUVIAL

Para el cálculo del gasto pluvial, se determinó aplicar el Método Racional Americano; ya que es uno de los métodos más antiguos (1889) y debido a su sencillez es uno de los más utilizados.

Fórmula del Método Racional Americano

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

Q = Gasto pluvial máximo en m<sup>3</sup>/s

C = Coeficiente de escurrimiento adimensional

I = Intensidad de lluvia, en mm/hora

A = Area de aportación, en hectáreas

$\frac{1}{360}$  = Coeficiente de conversión de unidades.

Teniendo como datos y sustituyendolos en la fórmula.

C= 0.64    I = 27.53 mm/hora    A = 307.89 m<sup>2</sup> = 0.030789 Ha

$$Q = \frac{CIA}{360} = \frac{(0.64)(27.53)(0.030789)}{360}$$

- 195 -

$$Q = 0.001507 \text{ m}^3/\text{s}$$

Obteniéndose el gasto pluvial máximo

$$Q_{\text{pluvial}} = 0.001507 \text{ m}^3/\text{s} = 1.51 \text{ l.p.s.}$$

#### 4.2.4.2. CALCULO DEL GASTO SANITARIO

Para el sistema de drenaje sanitario se utilizará el método del Dr. Roy B. Hunter. Este consiste en asignar con apoyo en la **TABLA NO. 4 ( REF. 5 )**, unidades mueble de desagüe a los muebles sanitarios como son: lavabos, regaderas, inodoros (w.c) y fregaderos. Así como la variedad de accesorios que los alimentan como llaves, tanques o válvulas de fluxómetro.

El procedimiento de cálculo consiste en proponer, por nivel y por grupo de baños, los trazos de las tuberías que colectarán las aguas negras de los distintos muebles sanitarios. Para conducir las hasta la columna de bajada correspondiente a cada grupo de baños.

MUEBLES POR VIVIENDA	UNIDADES MUEBLE DE DESAGÜE
Grupos de baños formados por inodoro (w.c), lavabo y tina o regadera (inodoro de tanque)	6
1 Fregadero	2
1 Lavadero	3
T O T A L	11

MUEBLES DE ACCESORIA	UNIDADES MUEBLE DE DESAGÜE
1 W.C	3
1 Lavabo	1
T O T A L	4

El total de unidades mueble de desagüe se obtiene multiplicando el número de departamentos por el número de unidades mueble que le corresponden a cada uno; a este valor se le suman las unidades mueble de desagüe del local comercial, dando un total de -- 103 unidades mueble de desagüe en el predio.

El gasto sanitario que le corresponde a 103 unidades mueble de desagüe, es obtenido con la TABLA NO. 5 (REF. 5 )

Dando un gasto sanitario de 2.77 l.p.s

Q sanitario = 2.77 l.p.s

EQUIVALENCIA DE LOS MUEBLES EN UNIDADES DE DESAGÜE

TABLA No.4

TIPO DE MUEBLE	UNIDADES MUEBLE DE DESAGÜE
Grupo de baño formado por inodoro, lavabo y tina o regadera (inodoro de tanque)	6
Grupo de baño formado por inodoro, lavabo y tina o regadera (inodoro de fluxómetro)	8
Tina con o sin regadera (desagüe normal)	2
Bidet	3
Combinación fregadero y lavadero	3
Combinación fregadero y triturador	4
Fregadero de cocina doméstica	2
Fregadero de cocina doméstica con triturador	3
Fregadero de cirujano	3
Vertedero de servicio	2
Lavabo con desagüe normal	1
Lavabo con desagüe grande	2
Lavabo de peluquería o salón de belleza	2
Lavabo de cirujano	2
Unidad dental	1

TABLA No.5 CONVERSION DE UNIDADES MUEBLE A LITROS POR SEGUNDO

GASTO (LPS.)	UNIDADES MUEBLE		GASTO (LPS.)	UNIDADES MUEBLE		GASTO (LPS.)	UNIDADES MUEBLE	
	TANQUE	FLUXO- METRO.		TANQUE	FLUXO- METRO.		TANQUE	FLUXO- METRO.
0.063	0	-	2.77	103	35	8.83	585	490
0.13	1	-	2.84	107	37	9.14	611	521
0.19	3	-	2.90	111	39	9.46	638	559
0.25	4	-	2.96	115	42	9.77	665	596
0.32	6	-	3.03	119	44	10.09	692	631
0.38	7	-	3.09	123	46	10.40	719	666
0.44	8	-	3.15	127	48	10.72	748	700
0.50	10	-	3.22	130	50	11.04	778	739
0.57	12	-	3.28	135	52	11.35	809	775
0.63	13	-	3.34	141	54	11.67	840	811
0.69	15	-	3.41	146	57	11.99	874	850
0.76	16	-	3.47	151	60	12.62	945	931
0.82	18	-	3.53	155	63	13.25	1018	1009
0.88	20	-	3.60	160	66	13.88	1091	1091
0.95	21	-	3.66	165	69	14.51	1173	1173
1.01	23	-	3.72	170	73	15.14	1254	1254
1.07	24	-	3.78	175	76	15.77	1335	1335
1.13	26	-	3.91	185	82	16.40	1418	1418
1.20	28	-	4.04	195	88	17.03	1500	1500
1.26	30	-	4.16	205	95	17.66	2583	2583
1.32	32	-	4.29	215	102	18.29	1668	1668
1.39	34	5	4.42	225	108	18.92	1755	1755
1.45	36	6	4.54	236	116	19.55	1845	1845
1.51	39	7	4.67	245	124	20.19	1926	1926
1.58	42	8	4.79	254	132	20.82	2018	2018
1.64	44	9	4.92	264	140	21.45	2110	2110
1.70	46	10	5.05	275	148	22.08	2204	2204
1.77	49	11	5.17	284	158	22.71	2298	2298
1.83	51	12	5.30	294	168	23.34	2388	2388
1.89	54	13	5.43	305	176	23.97	2480	2480
1.95	56	14	5.55	315	186	24.60	2575	2575
2.02	58	15	5.68	326	195	25.23	2670	2670
2.08	60	16	5.80	337	205	25.86	2765	2765
2.14	63	18	5.93	348	214	26.49	2862	2862
2.21	66	20	6.06	359	223	27.13	2960	2960
2.27	69	21	6.18	370	234	27.76	3060	3060
2.33	74	23	6.31	380	245	28.39	3150	3150
2.40	78	25	6.62	406	270	31.54	3620	3620
2.46	83	26	6.94	431	295	34.70	4070	4070
2.52	86	28	7.25	455	329	37.85	4480	4480
2.59	90	30	7.57	479	365	44.15	5380	5380
2.65	95	31	7.89	506	396	50.47	6280	6280
2.71	99	33	8.20	533	430	56.77	7280	7280
			8.52	559	460	63.08	8300	8300

D.O.F.



D.G.C.O.H.

#### 4.2.5. CALCULO DEL DIAMETRO DE UNA TUBERIA DE DESAGÜE

Una primera estimación del diámetro, se realizó partiendo de la fórmula de continuidad.

##### Fórmula de Continuidad

$$Q = AV$$

$$A = \pi D^2/4$$

$$Q = (\pi D^2/4)(V)$$

Al despejar al diámetro se obtiene

$$D = (4Q/\pi V)^{1/2}$$

Donde:

D = Diámetro del conducto en m

Q = Gasto en el tramo en m<sup>3</sup>/s

A = Area del conducto en m

V = Velocidad media en m/s



#### A) IMPORTANCIA DE LA VELOCIDAD EN UNA RED DE DRENAJE

Los problemas que principalmente ocasionan trabajos de mantenimiento en las redes de drenaje, se derivan del contenido de sólidos que son arrastrados por el agua desde la superficie del terreno.

En el diseño de una red de drenaje debe evitarse que los sólidos en suspensión se sedimenten y disminuyan la capacidad de conducto, por otra parte las partículas de mayor tamaño erosionen el conducto.

Estableciéndose normas para la velocidad, siendo la mínima de 0.60 m/s ( para evitar sedimentación) y la máxima de 3 m/s (para evitar erosión).

**B) OBTENCION DEL DIAMETRO DE DRENAJE COMBINADO**

Para calcular el diámetro se utiliza una velocidad de 1 m/s y el gasto de diseño.

**Datos:**

$$\begin{aligned} Q \text{ diseño} &= Q \text{ pluvial} + Q \text{ sanitario} \\ Q \text{ diseño} &= 1.51 \text{ l.p.s} + 2.77 \text{ l.p.s} \\ Q \text{ diseño} &= 4.28 \text{ l.p.s} = 0.00428 \text{ m}^3/\text{s} \\ V \text{ media} &= 1 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Aplicando la fórmula del diámetro

$$D = \left[ \frac{(4)(0.00428 \text{ m}^3/\text{s})}{(\pi)(1 \text{ m/s})} \right]^{1/2}$$

Se obtiene:

$$D = 0.0738 \text{ m} = 7.38 \text{ cm}$$

Para transportar el gasto se utiliza un tubo de 10 cm de diámetro de policloruro de vinilo (P.V.C) y un albañal de concreto simple de 20 cm de diámetro, siendo este último el mínimo permitido por la D.G.C.O.H.

El comportamiento de dichos diámetros se verificó mediante -  
la Fórmula de Manning a tubo lleno.

$$V = (1/n) R^{2/3} S^{1/2}$$

$$R = D/4$$

$$Q = \pi D^{5/3} S^{1/2} / n^{4/3}$$

Donde:

V = Velocidad a tubo lleno en m/s

Q = Gasto a tubo lleno en m<sup>3</sup>/s

D = Diámetro del tubo en m

n = Coeficiente de rugosidad para P.V.C n = 0.009

Para concreto simple n = 0.013

R = Radio hidráulico en m

S = Pendiente del tubo;

Revisión del tubo de 10 cm de diámetro de P.V.C. trabajando  
a tubo lleno.

Teniendo como datos:

$$D = 10 \text{ cm} = 0.10 \text{ m}$$

$$n = 0.009$$

$$S = 2 \% = 0.02$$

$$A = \pi D^2 / 4 = \pi (0.10 \text{ m})^2 / 4$$

$$A = 0.00785 \text{ m}^2$$

$$V = (1/n) R^{2/3} S^{1/2}$$

$$R = D/4$$

$$V = (1/0.009) (0.025)^{2/3} (0.02)^{1/2}$$

$$R = 0.10 \text{ m} / 4 = 0.025 \text{ m}$$

$$V = 1.34 \text{ m/s}$$

$$0.60 \text{ m/s} < 1.34 \text{ m/s} < 3.0 \text{ m/s}$$

$$Q = \pi D^{8/3} S^{1/2} / n^{45/3}$$

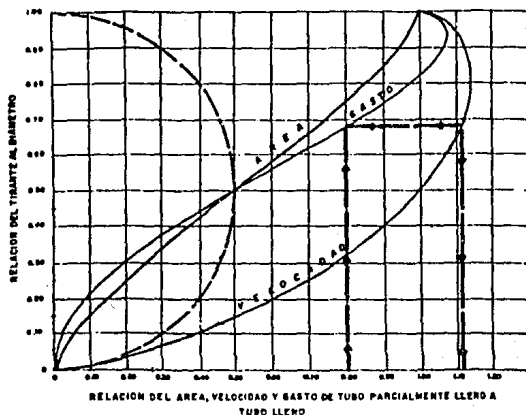
$$Q = \pi (0.10)^{8/3} (0.02)^{1/2} / (0.009)^{45/3}$$

$$Q = 0.01055 \text{ m}^3 / \text{s} = 10.55 \text{ l.p.s}$$

Revisión del tubo trabajando parcialmente lleno; con ayuda de  
la GRAFICA NO. 3.

GRAFICA No.3

ELEMENTOS HIDRAULICOS DE LA SECCION CIRCULAR



Ejemplo: Si a tubo lleno se tiene  $D=425$  l.p.a. y  $V=2$  m/s, obtener la velocidad para  $Q=340$  l.p.a., sin variar la pendiente.

El porcentaje respecto al tubo lleno es  $\frac{340}{425} = 80\%$ , entrando a la gráfica se obtiene el porcentaje respecto a la sección base de  $Q$  que multiplicado por  $2$  m de  $V=1.25 \times 2 = 2.51$  m/s.

ESTE PLANO ANULA SU VALOR ORIGINAL

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS  
 DIVISION DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
 SECCION DE HIDRAULICA  
 CARACAS, VENEZUELA  
 1960

Elaborado por: *[Signature]*  
 Revisado por: *[Signature]*  
 1960

Datos:

$Q_{LL}$  = Gasto a tubo lleno en  $m^3/s$

$V_{LL}$  = Velocidad a tubo lleno en  $m/s$

TUBO LLENO



$$D = 0.10 \text{ m}$$

$$Q_{LL} = 0.01055 \text{ m}^3/s$$

$$V_{LL} = 1.34 \text{ m/s}$$

TUBO PARCIALMENTE LLENO



$$Y = 0.0125 \text{ m}$$

Para el cálculo del área, velocidad y gasto de un conducto trabajando parcialmente lleno, se procede a calcular la relación de tirante entre el diámetro del conducto.

$$\frac{Y}{D} = \frac{0.0125}{0.10} = 0.125$$

Con ayuda de la **GRAFICA NO. 3 (REF 1)**, teniendo la relación del tirante al diámetro se obtienen los elementos hidráulicos de una sección circular.

$$\frac{Y_p}{Y_{LL}} = 0.125$$

$Y_{LL}$

De la gráfica se obtiene.

$$\frac{Q_p}{Q_{LL}} = \frac{\text{Gasto parcial}}{\text{Gasto lleno}} = 0.05$$

$Q_{LL}$

$$\frac{A_p}{A_{LL}} = 0.09$$

$A_{LL}$

$$\frac{v_p}{v_{LL}} = 0.45$$

$v_{LL}$

Valores del área, velocidad y gasto trabajando a tubo lleno.

$$A_{LL} = 0.00785 \text{ m}^2$$

$$v_{LL} = 1.34 \text{ m/s}$$

$$Q_{LL} = 0.01055 \text{ m}^3/\text{s} = 10.55 \text{ l.p.s}$$

Obtención del área, velocidad y gasto trabajando a tubo parcialmente lleno.

$$A_p = 0.09 \times 0.00785 \text{ m}^2 = 0.0007065 \text{ m}^2$$

$$V_p = 0.45 \times 1.34 \text{ m/s} = 0.60 \text{ m/s}$$

$$Q_p = 0.05 \times 0.01055 \text{ m}^3/\text{s} = 0.0005276 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_p = 0.53 \text{ l.p.s.}$$



Revisión del conducto de concreto simple de 20 cm de diámetro trabajando a tubo lleno.

Teniendo como datos

$$D = 20 \text{ cm} = 0.20 \text{ m}$$

$$n = 0.013$$

$$s = 2 \% = 0.02$$

Empleando la fórmula de Manning a tubo lleno

$$V = (1/n) R^{2/3} S^{1/2}$$

$$R = D/4 = 0.20 \text{ m} / 4 = 0.05 \text{ m}$$

$$V = (1/0.013)(0.05)^{2/3} (0.02)^{1/2}$$

$$V = 1.48 \text{ m/s}$$

$$A = \pi D^2 / 4 = \pi (0.20 \text{ m})^2 / 4$$

$$A = 0.03142 \text{ m}^2$$

$$Q = \pi D^{8/3} S^{1/2} / n^{4/3}$$

$$Q = \pi (0.20)^{8/3} (0.02)^{1/2} / (0.013)^{4/3}$$

$$Q = 0.04638 \text{ m}^3/\text{s} = 46.38 \text{ l.p.s}$$

El tubo de concreto simple de 20 cm de diámetro trabaja a tubo lleno con una velocidad de 1.48 m/s y un gasto de 46.38 l.p.s.

De la TABLA NO. 6 (REF. 5) se obtiene el gasto mínimo según el diámetro del conducto.

TABLA NO. 6

Gasto mínimo según el diámetro del conducto

Diámetro (cm)	Q mín (l.p.s)
20	1.5
25	1.5
30	3.0
38	3.0
45	4.5
61	7.5
76	12.0
91	18.0
107	25.5
122	34.5
152	45.0
183	57.0
213	70.0
244	85.5

Cálculo de la velocidad del conducto trabajando parcialmente  
lleno con apoyo en la GRAFICA NO 3 (REF.1)

$$Q_{LL} = 46.38 \text{ l.p.s}$$

$$Q_p = 1.50 \text{ l.p.s}$$

$$\frac{Q_p}{Q_{LL}} = \frac{1.50}{46.38} = 0.03$$

$$Q_{LL} = 46.38$$

Se obtiene

$$\frac{v_p}{v_{LL}} = 0.45$$

$v_{LL}$

$$v_p = 0.45 \times 1.48 \text{ m/s}$$

$$v_p = 0.66 \text{ m/s}$$

#### 4.2.6 BAJADA DE AGUAS NEGRAS

Cuando existen dos o más niveles en una edificación, los ramales horizontales de los diferentes servicios sanitarios deben ser conducidos por medio de bajadas de aguas negras hasta el piso inferior; donde se conduce al sitio destinado para la descarga de este tipo de aguas.

Se ha encontrado que cuando se descarga una cantidad de agua en un tubo vertical, el flujo tiende a pegarse a las paredes del tubo y al aumentar la cantidad de agua descargada en la bajada, el flujo forma un cilindro hueco de espesor uniforme que deja -- un núcleo de aire en el centro del tubo. Esta condición de flujo prevalece para gastos que, como máximo, generan áreas hidráulicas equivalentes a  $1/3$  ó  $1/4$  de la sección transversal total de la tubería de bajada ya que para gastos mayores, el agua en su caída arrastra el aire del tubo provocando ruido en la tubería, situación no deseable en las instalaciones.

El flujo de un desagüe horizontal al entrar a un desagüe vertical, está sujeto a la aceleración de la gravedad. La velocidad aumenta hasta que la resistencia por la fricción entre el agua, la pared del tubo y el núcleo de aire se hace igual a la fuerza de la gravedad, por lo que de ahí en adelante la velocidad permanece constante a medida que el flujo desciende.

La distancia entre la conexión por la que entra el flujo al desagüe vertical y el punto en donde el flujo alcanza la velocidad constante, se ha encontrado que es aproximadamente el tercer nivel, así que los diámetros de las bajadas de aguas negras están en función de las unidades de descarga que reciben y del número de intervalos o pisos. Siendo el punto crítico los edificios de 3 niveles.

En estas condiciones, la selección del diámetro se hará con apoyo en la Tabla no. 7 (REF. 5). Debiéndose considerar para su uso, que una bajada de aguas negras deberá tener diámetro constante en toda su longitud, y por lo tanto, la magnitud del mismo se escogerá previa determinación del total de unidades mueble a desalojar, y asimismo, del número total de pisos que abarcará la bajada. ( REF. 5 )

TABLA No.7

DIAMETRO DEL TUBO		UNIDADES MUEBLE	
[mm]	[in]	BAJADAS HASTA 3 NIVELES	BAJADAS MAS DE 3 NIVELES
32	1 1/4	2	2
38	1 1/2	4	8
50	2	10	24
64	2 1/2	20	42
75	3	30	60
100	4	240	500
150	6	960	1900
200	8	2200	3600
250	10	3800	5600
300	12	6000	8400

A) . OBTENCION DEL DIAMETRO .DE BAJADA DE AGUAS NEGRAS

En el edificio de proyecto se tendrá una bajada de aguas negras por cada tres departamentos, recordando que por departamento se producen 11 unidades mueble de desagüe; dando un total de 33 unidades mueble de desagüe (1.36 l.p.s).

Con ayuda de la TABLA NO. 7 obtenemos dos diámetros posibles el primero de 75 mm (3") el cual trabaja con 30 unidades mueble - (1.26 l.p.s) y el segundo de 100 mm (4") con 240 unidades mueble (4.60 l.p.s).

Para evitar molestos ruidos en la tubería, se seleccionó el diámetro de 100 mm (4").

B) SISTEMA DE VENTILACION

Al trabajar a la cuarta parte y distribuyéndose el líquido en la cara interior de la tubería, puede entenderse que en el centro se forma una cámara de aire, misma que al tratar de ser arrastrada por el agua en su caída, provoca diferencia de presiones, - las cuales pueden producir el sifonaje y el vaciado de los sellos de las trampas hidráulicas o de lo contrario, la salida al exterior del líquido de las trampas, incluyendo los gases del albañal.

Con objeto de evitar las presiones que se presentan sobre los ramales de desagüe de los muebles de los edificios se deberá ventilar los desagües y conectarse hasta una columna que reciba las ventilaciones particulares hasta llegar al extremo superior de las edificaciones.

#### 4.3. INSTALACION ELECTRICA

Se entiende por **instalación eléctrica** al conjunto de canalizaciones, cajas de conexión, elementos de unión entre las canalizaciones y cajas de conexión, así como conductores y dispositivos necesarios para conectar la fuente de energía con los equipos receptores.

Los equipos receptores de la energía eléctrica son muy diversos como: lámparas, radios, televisores, refrigeradores, licuadoras, motores y equipos eléctricos en general.

##### 4.3.1. CABLES PARA INSTALACION ELECTRICA EN BAJA TENSION

Los **cables eléctricos** son aquellos materiales de construcción fabricados en cobre, los cuales ofrecen poca oposición o resistencia al paso de la corriente eléctrica por o a través de ellos.

Después de un estudio de dos métodos para determinar los calibres de los conductores eléctricos y observando la fácil interpretación de la nomenclatura presentada por la Asociación de Norma

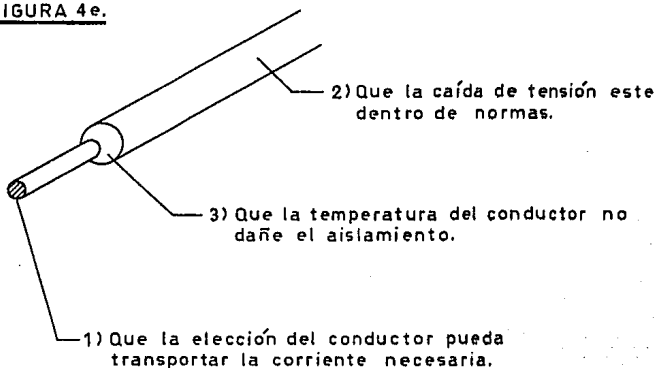


tización "American Wire Gauge" (A.W.G.). Esta norma es para los calibres de los conductores de cobre, a estos se les antecede con la leyenda Calibre no. A.W.G. ( REF. 3 ).

4.3.2. FACTORES A CONSIDERAR DURANTE EL CALCULO  
DEL CALIBRE MINIMO

Los principales factores que se deben considerar al calcular - el calibre mínimo para un conductor de baja tensión son los siguientes. FIGURA 4e.

FIGURA 4e.



Es vital considerar tres aspectos a la vez: 1) Sección de cobre, 2) Protección del aislamiento y 3) caída de tensión, porque en caso contrario se presentan los siguientes problemas.

Si la sección de cobre es menor, el conductor tendrá una mayor resistencia eléctrica, aumentando las pérdidas de energía en forma de calor y deteriorando el aislamiento. A su vez la caída de tensión en la línea será mayor a la permitida, afectando la operación en el punto de carga lo cual afecta a los equipos.

Si no se protege el aislamiento sufrirá deterioro por alta temperatura, disminuyendo la vida útil del conductor, lo cual aumenta el riesgo de fugas de corriente y cortos-circuitos.

Se deberá cuidar la caída de tensión, de lo contrario el circuito trabajará fuera de normas provocando daños en los equipos - alimentadores.

4.3.3. ALAMBRES Y CABLES CON AISLAMIENTO TW.

Conductores de cobre suave o recocido, con aislamiento de --  
Cloruro de Polivinilo ( P.V.C ); por las iniciales TW ( del in--  
glés ) se tiene un aislamiento termoplástico a prueba de humedad.  
( REF. 3 ).

**USOS**

En instalaciones eléctricas en interior de locales con  
ambiente humedo o seco.

**CARACTERISTICAS**

Tensión máxima	600 volts
Temperatura máxima	60° C
No usarlo a temperatura ambiente mayor de	35° C

Por su reducido diámetro exterior, ocupan poco espacio en el  
interior de los ductos.

El aislamiento aunque se encuentra firmemente adherido al con-  
ductor, se puede desprender con facilidad dejando perfectamente --  
limpio el conductor. Evitando propagación de llamas.

#### 4.3.4 CAIDA DE TENSION

A mayor longitud de los conductores, mayor es la resistencia que oponen al paso de la corriente por ellos, y en consecuencia mayor es la caída de tensión provocada. Sin embargo esta disminución en el valor de la tensión puede ser aminorada si se aumenta la sección transversal de los conductores.

Las Normas Técnicas para Instalaciones Eléctricas recomiendan que la caída de tensión no debe exceder del 3 % para circuitos derivados debido a que no es adecuado trabajar con caídas de tensión muy altas. ( REF. 13 art. 203,3 ).

#### 4.3.4.1. EFECTOS DE TENSION BAJA Y ALTA

##### A) TENSION BAJA (de 50 a 1000 volts)

Los motores conectados a una tensión menor que la indicada en sus datos de placa no arrancan, se produce en ellos un ruido característico y se sobrecalientan.

Las lámparas incandescentes conectadas a una tensión menor que la indicada en las mismas, disminuyen considerablemente su intensidad luminosa.

##### B) TENSION ALTA (valor superior a los 1000 volts)

Los motores conectados a una tensión mayor que la nominal -- para su buen funcionamiento, se sobrecalientan disminuyendo su vida útil, se puede brincar el aislamiento si dicha tensión es muy alta.




Las lámparas conectadas a una tensión mayor que la indicada, aumentan su intensidad luminosa disminuyendo sus horas de vida.

#### 4.3.5. MEMORIA DE CALCULO INSTALACION ELECTRICA

El proyecto eléctrico se desarrolla en la unidad habitacional Atzacatl No. 43, que consiste en los calculos para los conductores, protecciones, por ciento de desbalanceo, juego de planos de las viviendas y servicios comunes.




Para determinar la carga de alumbrado por vivienda se asigna una carga mínima de 125 watts por cada salida de alumbrado; asignándose también una carga mínima de 180 watts a cada uno de los -- contactos de uso general. ( REF.13 Art. 204.2 ).

CUADRO DE CARGAS  
VIVIENDA PROTOTIPO S- III



CIRCUITO No.	INTERRUPTOR DE SEGURIDAD	 125 W	 125 W	 180 W	TOTAL WATTS
1	1 X 15 A	7	1	----	1,000
2	1 X 20 A	-	-	7	1,260
TOTAL	-----	7	1	7	2,260

2,260 WATTS POR VIVIENDA

2,260 W X 9 VIVIENDAS = 20,340 WATTS

SIMBOLOS ELECTRICOS  
 SALIDA DE CENTRO INCANDESCENTE  
 CONTACTO SENCILLO EN MURO  
 ARBOTANTE INCANDESCENTE INTERIOR

CUADRO DE CARGAS DE SERVICIOS GENERALES

Circuito No	Interruptor de Seguridad	125 w 	125 w 	3/4 HP 2 780 w	Total Watts
C 1	2P x 30 A	—	7	—	875
C 2	2P x 30A	5	1	—	750
Bombas C 3	2P x 30 A	—	—	1	780
Totales		5	8	1	2405



**CUADRO DE CARGAS GENERALES**

Vivienda	Watts/Fase			Desbalanceo máximo entre fases $\frac{7655-7530}{7560} \times 100\% = 1.65\%$
	A	B	C	
<b>VIVIENDAS</b>				
3 viv.	6780			
3 viv		6780		Carga total instalada
3 viv			6780	22745 watts
<b>Servicios</b>				
Alum C 1	875			Factor de demanda
Alum C 2		750		60%
Bombeo C 3			780	Carga maxima demanda
				13647 watts
<b>TOTALES</b>	<b>7655</b>	<b>7530</b>	<b>7560</b>	

#### 4.3.6. PROTECCION CONTRA SOBRECORRIENTE

Cuando la corriente eléctrica pasa por un conductor, aparato, equipo o todo un sistema eléctrico se produce en cada uno de ellos un calentamiento, a este fenómeno se le llama **pérdidas por efecto de Joule (Yul)**. Ya que se transforma parte de la energía eléctrica en energía térmica.

Si el calentamiento producido es excesivo y por lapsos de -- tiempo considerables se llegan a quemar los equipos eléctricos, - sin embargo en todos los casos se daña primero el aislamiento pro-- vocando cortos-circuitos.

Una manera de evitar los cortos circuitos es limitar la co-- rriente, colocando listones fusibles ó interruptores termomagnét*ic*os. Los cuales evitan el paso de corrientes mayores a las pre-- vistas.

DATOS DE PROYECTO

Número de edificios	1
Número de concentraciones de medidores	1
Número de viviendas por concentración	9 viv.
Carga eléctrica por vivienda	2,260 w
Número de cubos de escalera	1
Capacidad de bombas (2) (780 w) =	1,560 w

SISTEMA EMPLEADO

MONOFASICO A DOS HILOS (1Ø - 2H )

( 1 hilo de corriente y uno neutro )

Se utiliza en instalaciones eléctricas de alumbrado y contactos sencillos ( para aparatos pequeños ), cuando todas las cargas parciales son monofásicas y la carga total instalada no es mayor de 4,000 watts. Que multiplicada por un factor de demanda igual a 0.60 o sea el 60% según lo establecido en las tarifas generales de electricidad en vigor, se obtiene una demanda máxima aproximada de 4,000 watts X 0.60 = 2,400 watts, cuyo valor queda dentro del Reglamento de Obras e Instalaciones Eléctricas:

"Para circuitos derivados o servicios particulares de alumbrado y contactos sencillos ( para aparatos pequeños), alimentados con un hilo de corriente y un hilo neutro, considerar una carga efectiva no mayor de 2,500 watts ". ( REF. 3 )

#### 4.3.7. FORMULAS TECNICAS EMPLEADAS

Para calcular el calibre de los conductores se empleará el sistema monofásico a dos hilos.

Ecuaciones para el cálculo :

MONOFASICO A DOS HILOS ( FASE Y NEUTRO )

$$I = \frac{W}{En} = \text{Amps}$$

En X F.P.

Por caída de tensión

$$S = \frac{4L \times I}{En \times e\%} = \text{mm}^2$$

$$e\% = \frac{4L \times I}{S \times En}$$

Para la interpretación de dichas fórmulas, se dan a continuación las literales empleadas.

**W** Potencia, carga por alimentar o carga total instalada expresada en watts.

**En** Tensión o voltaje entre fase y neutro en volts --- ( 127.5 volts =  $220/\sqrt{3}$  ), valor comercialmente conocido como de 110 volts.

<b>I</b>	Corriente en amperes por fase
<b>F.P.</b>	Factor de potencia
	F.P. = 0.85 para motores
	F.P. = 1.00 para lámparas y contactos
<b>L</b>	Distancia expresada en metros
<b>S</b>	Sección transversal o área de los conductores eléctricos expresada en mm <sup>2</sup> . (Área de cobre sin aislamiento).
<b>e %</b>	Caída de tensión en tanto por ciento.

TABLAS UTILIZADAS

TABLA NO. 8	( REF. 3 )
TABLA NO. 9	( REF. 3 )
TABLA NO. 10	( REF. 3 )

TABLA No. 8								
AREA PROMEDIO DE LOS CONDUCTORES ELECTRICOS DE COBRE SUAVE O RECOCIDO, CON AISLAMIENTO TIPO TV, THW y VINNEL 900.								
	CALIBRE A.W.G. o M.C.H.	AREA DEL COBRE EM mm <sup>2</sup>	AREA TOTAL CON TODO Y AISLAMIENTO mm <sup>2</sup>	AREA TOTAL DE ACUERDO AL CALIBRE Y AL NUMERO DE CONDUCTORES ELECTRICOS, PARA SELECCIONAR EL DIAMETRO DE LAS TUBERIAS SEGUN LA TABLA No. 9				
				2	3	4	5	6
ALAMBRES	14	2.08	8.30	16.60	24.90	33.20	41.50	49.80
	12	3.30	10.64	21.28	31.92	42.56	53.20	63.84
	10	5.27	13.99	27.98	41.97	55.96	69.95	83.94
	8	8.35	25.70	51.40	77.10	102.80	128.50	154.20
CABLES	14	2.66	9.51	19.02	28.53	38.04	47.55	57.06
	12	4.23	12.32	24.64	36.96	49.28	61.60	73.92
	10	6.83	16.40	32.80	49.20	65.60	82.00	98.40
	8	10.61	29.70	59.40	89.10	118.80	148.50	178.20
	6	12.00	49.26	98.52	147.78	197.04	246.30	295.56
	4	27.24	65.61	131.22	196.83	262.40	328.05	393.66
	2	43.24	89.42	178.84	268.26	357.68	447.10	536.52
	0	70.43	143.99	287.98	431.97	575.96	719.95	863.94
	00	88.91	169.72	339.44	509.16	678.88	848.60	1018.32
	000	111.97	201.06	402.12	603.18	804.24	1005.30	1206.36
	0000	141.23	239.98	479.96	719.94	959.92	1199.90	1439.88
	250	167.65	298.65	597.30	895.95	1194.45	1493.25	1791.19
	300	201.06	343.07	686.14	1029.21	1372.28	1715.35	2056.42
	400	268.51	430.05	860.10	1290.15	1720.20	2150.25	2580.30
	500	334.91	514.72	1029.44	1544.16	2058.88	2573.36	3088.32

DIAMETROS Y AREAS INTERIORES DE  
TUBOS CONDUIT Y DUCTOS CUADRADOS

TABLA No. 9

DIAMETROS NOMINALES		AREAS INTERIORES EN MM <sup>2</sup>			
		PARED DELGADA		PARED GRUESA	
PULGADAS	MM.	40%	100%	40%	100%
1/2	13	78	196	96	240
3/4	19	142	356	158	392
1	25	220	551	250	624
1 1/4	32	390	980	422	1056
1 1/2	38	532	1330	570	1424
2	51	874	2185	926	2316
2 1/2	64	—	—	1376	3440
3	76	—	—	2116	5290
4	102	—	—	3575	8938
2 1/2 x 2 1/2	65 x 65			1638	4096
4 x 4	100 x 100			4000	10000
6 x 6	150 x 150			9000	22500



CAPACIDAD DE CORRIENTE PROMEDIO DE LOS CONDUCTORES DE 1 A 3  
EN TUBO CONDUIT ( TODOS HILOS DE FASE ) Y A LA INTEMPERIE

TABLA No. 10

CALIBRE A.W.G. o M.C.M.	TIPO DE AISLAMIENTO			A LA INTEMPERIE	
	TW	THW	VINANEL-NYLON Y VINANEL 900	TW	VINANEL NYLON-900 THW
14	16	26	26	20	30
12	20	30	30	25	40
10	30	40	40	40	55
8	40	50	50	55	70
6	55	70	70	60	100
4	70	90	90	105	135
2	95	120	120	140	180
0	125	155	155	195	245
00	145	185	185	225	285
000	165	210	210	260	330
0000	195	235	235	300	385
250	215	270	270	340	425
300	240	300	300	375	480
350	260	325	325	420	530
400	280	360	360	455	575
500	320	405	405	515	660

FACTORES DE CORRECCION POR TEMPERATURA AMBIENTE MAYOR DE 30°C				
°	MULTIPLIQUESE LA CAPACIDAD DE CORRIENTE POR LOS SIGUIENTES FACTORES.			
40	NO SE	0.88	0.90	
45	USA A	NO A	0.88	
50	MAS DE	MAS DE	0.80	
55	35°	40°	0.74	

FACTORES DE CORRECCION POR AGRUPAMIENTO.	
DE 4 a 6 CONDUCTORES	80%
DE 7 a 20 CONDUCTORES	70%
DE 21 a 30 CONDUCTORES	60%

A continuación se efectuan los cálculos de alimentadores.

VIVIENDA No.	WATTS POR VIVIENDA	LONG. MAX. EN METROS	I EN AMPERES	S EN MM <sup>2</sup>	CALIBRE SELECC. AWG	DIAMETRO CONDUCTOR AWG	CAIDA TENSION %
101	2 250	32.5	17.73	6.02	2 - 8	8.35	2.16
201	2 260	35.0	17.73	6.49	2 - 8	8.35	2.33
301	2 260	37.5	17.73	6.95	2 - 8	8.35	2.50
102	2 260	32.5	17.73	6.02	2 - 8	8.35	2.16
202	2 260	35.0	17.73	6.49	2 - 8	8.35	2.33
302	2 260	37.5	17.73	6.95	2 - 8	8.35	2.50
103	2 260	20.5	17.73	3.80	2 - 8	8.35	1.37
203	2 260	22.5	17.73	4.17	2 - 8	8.35	1.50
303	2 260	25.0	17.73	4.63	2 - 8	8.35	1.67
ALUM. ESC. Y EXT.	750	30.0	5.88	1.85	2 - 12	3.30	1.68
ALUM. ESC.	875	30.0	6.86	2.15	2 - 12	3.30	1.96
2 BOMBAS	1560	33.0	16.20	5.59	2 - 8	8.35	2.01

CONSIDERACIONES: Todos los cálculos se efectuaron de acuerdo a las ecuaciones establecidas anteriormente.

CALCULO DEL CONDUCTOR ELECTRICO CUANDO SE TIENEN  
VARIOS MOTORES

Se procede a calcular por corriente y por caída de tensión, -  
tomando en cuenta que como máximo se debe transportar el 125 % de  
la corriente del motor de mayor potencia, más la corriente de los  
demás motores. (REF. 13 ART 403.4).

CALCULO DE LA CORRIENTE

Se emplearán de dos bombas que tienen una potencia de 780 ---  
watts cada una y con ayuda de la siguiente fórmula se obtiene la  
corriente para cada bomba.

$$I = \frac{W}{E} = \text{Amp.}$$

En X F.P.

Sustituyendo valores

$$I = \frac{780 \text{ w}}{127.5 \text{ v} \times 0.85}$$

$$I = 7.20 \text{ amperes}$$

OBTENCION DE LA CORRIENTE TOTAL

$$I_t = ( \text{Corriente nominal motor mayor} \times 1.25 ) + \\ \text{Corriente nominal motor menor}$$

$$I_t = ( 7.20 \text{ amp} \times 1.25 ) + 7.20 \text{ amp}$$

$$I_t = 16.20 \text{ amp}$$

## C O N C L U S I O N E S

- A pesar de que se han realizado grandes esfuerzos para abatir el rezago de viviendas en el país, es indudable que este problema aún subsiste. Y que deben seguirse emprendiendo programas de --- crédito y fomento por parte de las autoridades, con apoyo en los - desarrollos tecnológicos que aporta la Ingeniería.

- Para los Ingenieros el problema de la vivienda de Interés Social es delicado, porque por una parte se ven presionados para reducir al mínimo los costos. Y por la otra, deben vigilar que esa presión no resulte en un descuido de las condiciones de seguridad que debe cumplir toda vivienda.

- Frecuentemente, se considera que la mampostería es un sistema constructivo de segunda clase, que no requiere de cálculos estructurales ni de supervisión cuidadosa durante la ejecución. En el desarrollo de este trabajo se ha puesto de manifiesto la falsedad de estas suposiciones, las estructuras de mampostería no deben ser subestimadas por los Ingenieros.

- Los estudios de suelos son importantes para cualquier obra, - pero para viviendas de interés social en la Ciudad de México, ---

constituyen un aspecto fundamental del proyecto. Ya que las condiciones del suelo inciden de manera preponderante en el costo de la vivienda, tanto por consideraciones de comportamiento sísmico como de cimentación.

- Al intervenir en proyectos de vivienda de interés social, - el Ingeniero debe estar consciente de las repercusiones políticas y sociales que estos proyectos involucran. Las fallas de proyecto patrocinados por el Gobierno tienen generalmente consecuencias políticas delicadas y por lo tanto no deben escatimarse esfuerzos para prevenirlas.

- Las instalaciones son vistas con frecuencia con cierta negligencia por parte de los Ingenieros cuando se trata de edificios pequeños de vivienda. Esta actitud es errónea ya que del buen funcionamiento de las instalaciones dependerá la salud y el bienestar de los ocupantes.

- Finalmente el autor desea manifestar que la ejecución de este trabajo le resultó motivante y formativa. Motivante por las dificultades que encontró para conjuntar toda la información básica necesaria y formativa porque le permitió apreciar cómo los conocimientos adquiridos en la escuela a través de materias fraccionadas se fueron integrando, para constituir un proyecto real de Ingeniería.

## BIBLIOGRAFIA GENERAL

- REF. 1 Apuntes de Sistemas de alcantarillado. ENEP ARAGON  
1992
- REF. 2 Bazan Zurita, Enrique. Manual de Diseño Sísmico de Edificios. Edit. LIMUSA.
- REF. 3 Becerril L. Diego. Instalaciones Electricas Practicas. 11a. Edición. IPN
- REF. 4 Crespo Wilfredo. Acciones y cargas ( Diseño Estructural ). Cuadernos de la ENEP ARAGON. No. 61 1991
- REF. 5 DEMM CONSULTORES S.A. de C.V. Lineamientos y recomendaciones para la revisión y supervisión de obra de proyectos para abastecimiento de agua potable -- y drenaje en edificaciones del Distrito Federal. -- Dic. 1992 pp. 505
- REF. 6 Gay Charles Merric. Manual de instalaciones en edificios.
- REF. 7 Gonzalez Cuevas, Oscar. Aspectos fundamentales del concreto reforzado . Edit. LIMUSA. 1990.
- REF. 8 Instituto de Ingenieria. Comentarios y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mamposteria. DDF -- 1992.

- REF. 9** Lopez Alegria, Pedro. Abastecimiento de agua potable y disposición y eliminación de excretas. IPN - 1990
- REF. 10** Manual de Hidráulica Urbana. Tomo I. Teoría General. SEP. 1982
- REF. 11** Manual de Normas de Proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana. Facultad de Ingeniería. 1979
- REF. 12** Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sistema. Edit. Libros Económicos. 1992.
- REF. 13** Normas Técnicas para Instalaciones Eléctricas. Edit Libros Económicos. 1993
- REF. 14** Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Edit. Porrúa. 1992
- REF. 15** Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Edit. Libros Económicos.
- REF. 16** Construcción y Tecnología. Sep. 1993.



- REF. 17** Edgar Martínez Fernández. Formulario Temas de Ingeniería Civil. Edit. Diana 1992.
- REF. 18** *Pérfiles* MON-TEN. Compañía Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey, S.A. 1967.
- REF. 19** Programa Especial para el Fomento y Desregulación de la Vivienda. 1993 - 1994. Secretaría de Desarrollo Social, Enero 1993.
- REF. 20** Programa Nacional de Vivienda 1990 - 1994. Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología.
- REF. 21** El Universal " Insuficientes los recursos para --- crear más vivienda pero no hay más. Phillips Olmedo ". 7 marzo 1994.
- REF. 22** El Universal " De 671,000 el déficit anual de viviendas CTM, superaría los tres millones en el --- 2000". 11 Abril 1994.