

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

1.1- TÍTULO:

ANÁLISIS Y ESTUDIO DE LA MAMPOSTERÍA ARMADA, DE LADRILLO ESTRUCTURAL

1.2.- OBJETIVO GENERAL DEL PROYECTO:

- Realizar un estudio científico con ensayos de laboratorio, sobre el ladrillo estructural. Con la obtención de resultados, especificaciones y características del material desarrollar el diseño de una edificación. Realizar la respectiva comprobación con las normas y códigos existentes, como el ACI, el UBC, Normas Colombianas y Mexicanas.

1.3.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Desarrollar un modelo de vivienda que se base en el estudio investigativo del ladrillo estructural.
- Realizar el cálculo y diseño estructural que corresponde a una edificación, usando un modelo matemático espacial.
- Aplicar el software necesario en el proyecto para tener un respaldo confiable de resultados.
- Llegar a determinar el costo de construcción de la edificación, mediante la elaboración del presupuesto.

1.4.- DATOS, DETERMINACIÓN Y PROCEDENCIA:

Para la aplicación de de los valores obtenidos de los ensayos del ladrillos estructural, hemos escogido un modelo de vivienda, el mismo se trata de una torre de departamentos, la cual es simétrica pero irregular, ya que en la dirección “X” su dimensión es considerablemente mayor a la dimensión en la otra dirección; esto con el objetivo de realizar un ejemplo diferente y práctico. El valor de la resistencia del suelo será asumido.

La constructora “Uribe & Shwarkkof” (que desarrollará un proyecto de vivienda a gran escala utilizando el tipo de ladrillo a ensayar), nos ha proporcionado los mismos, para realizar los diferentes ensayos.

1.5.-ANTECEDENTES:

1.5.1.-Historia del ladrillo:

Posiblemente, después de alimentarse, una de las necesidades primarias que tuvo el hombre desde sus inicios, y conforme a su desarrollo y evolución, fue la de contar con recintos cerrados que lo protegieran de las inclemencias del medio que lo rodeaba.

Las cavernas naturales fueron las que en un principio cubren esta necesidad. Sin embargo, la circunstancia de no contar siempre con esta solución, y las cada vez mayores necesidades que le plantea su evolución, hacen que el hombre comience a implementar artificialmente esos recintos, usando primeramente maderas y rocas naturales, para posteriormente donde no existía este último material, utilizar la madera en combinación con el ladrillo crudo.

Es así como durante la evolución humana, la técnica de fabricación del ladrillo también sufrió cambios, los cuales no son mera casualidad; en efecto, si el ladrillo no tuviera propiedades tales como su sencilla técnica de producción y colocación, su capacidad de aislamiento, su capacidad soportante, su amplia gama de combinaciones, etc., sin duda no se seguiría usando hoy en día en su concepto más actual; **el ladrillo cerámico hecho a máquina.**

Los **Sumerios** son los primeros que aplican los ladrillos de arcilla cocida a la construcción de edificios, tales como recintos cerrados que les protejan de la noche e inclemencias del clima y templos donde adorar a los dioses, producto del establecimiento de las primeras tribus nómades en las llanuras mesopotámicas, dando origen al sedentarismo.

La falta de piedras y la existencia contemporánea de importantes depósitos de sedimento proveniente de las inundaciones de los ríos, posibilita el surgimiento y desarrollo de los ladrillos de forma primitiva, crudos o adobes, secados al sol, y posteriormente del ladrillo propiamente dicho (sometidos a cocción).

La utilización de esta técnica constructiva se ha mantenido durante el tiempo, destacándose los siguientes casos:

Excavaciones realizadas en Palestina, muestran mampuestos de grandes espesores contruidos con ladrillos en la ciudad de **Jerico (6.500 a.c.)** en las cercanías de Jerusalén.

Las ciudades de **Monhejo Daro y Harappe (2.800 - 2.500 a.c.)**, en el Pakistán actual, muestran el uso intensivo del ladrillo cocido, tanto en viviendas como en los pavimentos y murallas de fortificaciones.

La ciudad de **Babilonia (1.800 a.c.)**, desde sus inicios hasta la muerte de Alejandro Magno, muestra su esplendor y magnificencia con una arquitectura desarrollada en base al ladrillo crudo secado al sol y sometido a cocción en menor escala.



Foto 1.1: Recreación de la antigua Babilonia



Foto 1.2: Restos de una construcción de ladrillo encontrados de Babilonia

Las ciudades de **Pompeya (750 a.c.)** y **Roma**, nos muestran construcciones totalmente realizadas en ladrillos cocidos y revestidas con placas de mármol, estucos pintados y mosaicos.

Sin embargo, y a pesar de los ejemplos antes expuestos, los arquitectos comienzan a apreciar las posibilidades que brinda el uso de los ladrillos a partir del siglo VII, basados en cuatro razones básicas:

- **La técnica de producción es sencilla**, si consideramos que para poder utilizar la piedra se debe escuadrarla y pulirla con herramientas muy rudimentarias, logrando del ladrillo un material relativamente barato.
- **La técnica de colocación se facilita**, ya que al ser el ladrillo cocido un elemento más liviano, desaparecen prácticamente los complicados aparejos para mover y colocar los pesados bloques de piedras.
- Debido a lo anterior, **los tiempos de construcción se acortan**.
- **Las posibilidades y variedades de expresión en las fachadas, se enriquecen notablemente**.

Ejemplos citables son los de la basílica de Santa Sofía (Constantinopla, s.VI), y las mezquitas de Adu-Duflaf y la Gran Mezquita (Irak, s. IX). En el período medieval, en **España**, podemos destacar la mezquita Cristo de la Luz (Toledo, s.X), el minarete de la Giralda (Sevilla, s.XII), la Alhambra (Granada, s.XIII) y la Alcazaba (Málaga, s.XI). En **Italia**, específicamente en la ciudad de Venecia, encontramos la iglesia de Santa Fosca (s.X), el Palacio Foscari (s.XV), la basílica de San Marcos (s.XI) y Las Dos Torres (Bologna, s.XII). También en **Inglaterra**, apreciamos el castillo e iglesia de Santa Trinidad, priorato de Saint Botolph (s.XI), la Universidad de Cambridge (s.XII), el castillo de Tattershall en Lincolnshire (s.XV) y el palacio de Hamport Court (s.XVI), a las orillas del Támesis.

En América, el ladrillo ya era conocido por los indígenas de las civilizaciones prehispánicas. En regiones secas construían casas de ladrillos de adobe secado al sol. Las grandes pirámides de los Olmecas, Mayas y otros pueblos fueron construidas con ladrillos revestidos de piedra.

Pero fue en España donde por influencia musulmana, el uso del ladrillo alcanzó más difusión, sobre todo en Castilla, Aragón y Andalucía.

Es así que las ideas preconcebidas asociadas con materiales y técnicas constructivas tradicionales impiden a menudo el desarrollo de nuevas técnicas. En el ámbito del ladrillo al contrario de lo que sucede en el bloque de hormigón hueco, se ha mantenido la tradición de un material que no requiere armarlo y que funciona sólo a compresión, basándose en su espesor. Así entonces la incorporación de armadura en una mampostería supone un enorme salto cualitativo hacia adelante.

1.5.2.- Incremento de población:

Se debe dar un mejor uso y aprovechamiento del suelo especialmente en el Distrito Metropolitano de Quito donde se ha incrementado considerablemente la población. En El Cantón Quito según datos del Censo del 2001 se tiene una tasa de crecimiento anual de la población del 2,42%. Además se muestra que la evolución de la población urbana con respecto a la rural se ha incrementado significativamente, como nos indican las siguientes tablas:¹

Tabla 1.1: Tabla sobre la vivienda y la densidad poblacional en Pichincha:

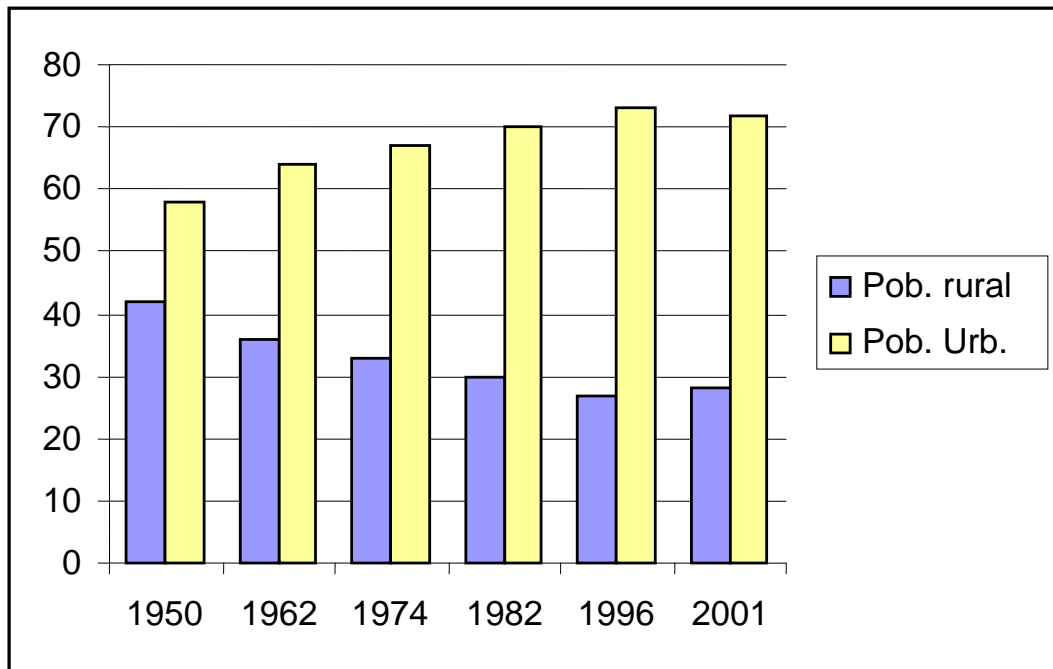
PROVINCIA DE PICHINCHA							
TOTAL DE VIVIENDAS, OCUPADAS CON PERSONAS PRESENTES, PROMEDIO DE OCUPANTES Y DENSIDAD POBLACIONAL, SEGÚN CANTONES. Censo 2001							
CANTONES	TOTAL DE VIVIENDAS	VIVENDAS PARTICULARES OCUPADAS CON PERSONAS PRESENTES			POBLACIÓN TOTAL	EXTENSIÓN Km ²	DENSI-DAD Hab / Km ²
		NÚMERO	OCUPANTES	PROMEDIO			
PROVINCIA	709.088	610.668	2.370.525	3,9	2.388.817	13.270,1	180,0
QUITO	555.928	484.074	1.825.586	3,8	1.839.853	4183,0	439,8
CAYAMBE	21.029	16.344	69.591	4,3	69.800	1188,8	58,7
MEJÍA	17.943	14.361	61.889	4,3	62.888	1476,0	42,6
PEDRO MONCAYO	7.823	6.104	25.529	4,2	25.594	336,4	76,1
RUMIÑAHUI	18.434	16.302	65.420	4,0	65.882	138,6	475,3
SANTO DOMINGO	76.889	65.373	285.273	4,4	287.018	3805,1	75,4
Sn.M.DE LOS BANCOS	3.412	2.283	10.335	4,5	10.717	839,1	12,8
P.V.MALDONADO	2.921	2.213	9.849	4,5	9.965	619,8	16,1
PUERTO QUITO	4.709	3.614	17.053	4,7	17.100	683,3	25,0

Tabla 1.2: Crecimiento de la población en la provincia de Pichincha:

EVOLUCIÓN DE LA POBLACIÓN DE LA PROVINCIA DE PICHINCHA, CANTÓN QUITO Y CIUDAD DE QUITO							
Censos 1950 - 2001							
AÑO CENSAL	POBLACIÓN			TASA DE CRECIMIENTO ANUAL %			
	PROVINCIA PICHINCHA	CANTÓN QUITO	CIUDAD QUITO	PERÍODO	PROVINCIA	CANTÓN	CIUDAD
1950	386.520	319.221	209.932				
1962	587.835	510.286	354.746	1950-1962	3,50	3,92	4,38
1974	988.306	782.651	599.828	1962-1974	4,51	3,71	4,56
1982	1.382.125	1.116.035	866.472	1974-1982	3,96	4,19	4,34
1990	1.756.228	1.409.845	1.100.847	1982-1990	2,99	2,92	2,99
2001	2.388.817	1.839.853	1.399.378	1990-2001	2,80	2,42	2,18

¹ Todas las tablas sobre el crecimiento de la población y sobre vivienda han sido tomadas de estudios y datos del Instituto Ecuatoriano de Estadísticas y Censos (INEC).

Cuadro 1.1: Evolución de la población urbana y rural en porcentaje (Censos 1950-2001)



1.5.3.- Demanda de vivienda en el país:

Otro antecedente es la necesidad de vivienda que se tiene en el país.

- En el país se genera una demanda anual de 53 mil viviendas: 20 mil nuevas, 9 mil rurales y 24 mil que necesitan un mejoramiento urbano marginal, sin embargo, a estas cifras hay que sumarles el arrastre de un déficit de 1200 000 viviendas.

1.6.- IMPORTANCIA

- Se desarrollará un proyecto de vivienda en el que los elementos que integran la edificación van a tener una función estructural.
- Paralelamente, se realizará un estudio investigativo de la mampostería de ladrillo estructural, mediante ensayos de laboratorio, que permitirán obtener características mecánicas y físicas más confiables.
- Con dichos resultados, se realizará un análisis, cálculo y diseño estructural de una edificación. Utilizando de esta manera los resultados obtenidos de la investigación en un ejemplo práctico.

1.7.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Se realizará en el laboratorio todos los ensayos necesarios del ladrillo estructural y del mortero que los une, para obtener las propiedades y características de los mismos.²

Con dichos resultados previamente comprobados y en base a las normas: Colombiana, Mexicana, UBC1994 se realizará el cálculo y diseño estructural de una alternativa de construcción, innovadora y funcional con la integración de distintos materiales que se emplean en la construcción.

Al momento de planificar sistemas masivos de vivienda es importante tomar en cuenta la pluriculturalidad, los ecosistemas y las formas de habitar. Es necesario resolver los problemas de los habitantes.

Un conjunto habitacional debe contar con características de perdurabilidad y habitabilidad y además debe crear armonía con el medio ambiente. Esto se logrará en nuestro proyecto con la integración de los distintos materiales empleados en las construcciones y con las áreas verdes que tendrá el mismo.

1.8.-ANÁLISIS DEL PROYECTO:

El diseño integral del proyecto, comprende un total estudio científico y técnico.

1.8.1.-Estudio científico:

- Es científico, en razón de que se profundizará en el estudio de los métodos y procedimientos de cálculos disponibles para realizar una modelación estructural de una edificación en la que interactúen conjuntamente distintos materiales de la construcción formando un cuerpo integral y global. Adicionalmente, este estudio se basará en los resultados provenientes de ensayos de laboratorio.
- Otro aspecto científico a considerar, es el estudio e investigación de un tipo específico y particular del ladrillo estructural. Para esto se realizarán ensayos de laboratorio con el fin de obtener resultados, características técnicas y resistencias propias de la mampostería en particular.
- Otra consideración científica, en que por medio de un estudio se llegue a determinar un modelo estructural óptimo, el cual comprenda la participación o aporte de elementos estructurales de hormigón y el ladrillo estructural.

² A partir de la página 10, en el ítem (1.10) sobre planeación de la investigación, se describen los ensayos realizados y la manera de efectuarlos.

1.8.2.-Estudio técnico:

Es técnico, ya que para el proyecto se utilizarán todos los conocimientos necesarios del campo de la Ingeniería Civil; para el desarrollo del proyecto se utilizarán los conocimientos, teorías y fórmulas que se requieran para la parte de Estructuras, Diseño en Hormigón, Mampostería Estructural, Diseño Sismo Resistente, Cimentaciones entre otros. También se aplicarán conocimientos técnicos de Administración de Proyectos.

1.9.- JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO:

1.9.1.- El uso del ladrillo en otros países:

En países como México y Colombia se usa mucho el ladrillo, y se crean edificaciones con ladrillo portante. Esto ha llevado a autores e investigadores de esos países a crear distintas publicaciones, textos y ensayos acordes a su medio.

Es así entonces que el proyecto es muy importante ya que vamos a investigar para nuestra realidad sobre el tema del ladrillo en paredes portantes y muros portantes.

1.9.2.- Reactivación del sector de la construcción y la necesidad de nuevas viviendas:

En los últimos años se ha reactivado considerablemente la construcción. El bono de la vivienda aportó un interesante movimiento en este sector económico. Pero también está el importante aporte de los emigrantes, que podría ser la verdadera razón en cuanto al impulso de construcción de nuevas viviendas. Vale la pena recordar que a partir del año 2000 son la fuerza económica más fuerte y que gran parte de las remesas enviadas a sus familiares se destina, a la adquisición de una casa o al mejoramiento de la misma. Está comprobado que la construcción genera actividad económica en dos momentos: durante la construcción con mano de obra, ferreterías, carpinterías, cerrajería. Y, una vez que las casas están habitadas con negocios y servicios que satisfagan las necesidades de los habitantes de dichas viviendas.

Las nuevas familias son la fuerza de presión por nuevas viviendas y es más fuerte su exigencia en ciudades que no dan más como Quito, donde la mayoría de los planes de vivienda que se puedan ejecutar están irremediamente en la periferia (Calderón, Carapungo, Los Valles). Pues Tanto el Norte como el Sur de la ciudad están saturados. Es así que incluso los proyectos de clase media, media-alta y alta se están localizando en Cumbayá, que es considerado como el nuevo centro de crecimiento de la ciudad.

De esta manera se crea la necesidad imperiosa de nuevas alternativas de viviendas, novedosas en nuestro medio, funcionales, agradables, estructuras sismo-resistentes y que cumplan con las normas del Código de la Construcción.

1.10.-PLANEACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN:

Si se pretende establecer criterios generales para estimar el comportamiento mecánico de la mampostería, es necesario estudiar sus mecanismos de falla ante las sollicitaciones básicas y determinar sus propiedades mecánicas elementales; esto puede efectuarse mediante ensayos simples en pequeños conjuntos de piezas y mortero.

1.10.1.-Comportamiento mecánico de las piezas:

Uno de los parámetros más importantes de una pieza desde el punto de vista estructural es su resistencia a compresión, determinada mediante el ensayo directo a compresión de la pieza entera o de la mitad de ella. La resistencia a compresión así determinada no es un parámetro uniforme de calidad, ya que los resultados obtenidos en piezas de materiales o geometrías distintos no son comparables y no se relacionan en la misma forma con la resistencia que puedan tener las piezas en un elemento estructural.

1.10.2.- Comportamiento mecánico del mortero

Con excepción de morteros extremadamente débiles, las propiedades mecánicas del mortero que más influyen en el comportamiento estructural de un elemento de mampostería, son su deformabilidad y su adherencia con las piezas; de la primera propiedad dependen en gran medida las deformaciones totales del elemento de mampostería y en parte su resistencia a carga vertical; la adherencia entre el mortero y las piezas define en muchos tipos de mampostería (sobre todo en aquellos en que las piezas son muy resistentes) la resistencia por cortante del elemento.

Es importante también que el mortero tenga una manejabilidad adecuada para que pueda ser colocado en capas uniformes sobre las que asienten bien las piezas, evitándose concentraciones de esfuerzos y excentricidades accidentales.

La resistencia a compresión del mortero no tiene, dentro de un intervalo bastante amplio, una influencia preponderante en el comportamiento estructural de la mampostería; sin embargo, el control de calidad del mortero se basa en la determinación de esta propiedad a través del ensayo de cubos de 5 cm. de lado.

La razón de esta elección estriba en la facilidad de la prueba y en el hecho de que muchas otras propiedades (como por ejemplo su adherencia, su módulo de elasticidad y su resistencia a la tensión) pueden relacionarse en forma indirecta con la resistencia a compresión.

1.10.3.- Comportamiento mecánico de la mampostería en compresión:

El ensayo que se utiliza para obtener un índice de la resistencia a compresión de la mampostería y para estudiar la forma de relación esfuerzo-deformación y el efecto de las diferentes variables, es el de una pila o prisma formado por varias piezas sobrepuestas. En general, se acostumbra construir prismas de tres, cinco y hasta siete piezas sobrepuestas.

El comportamiento y los modos de falla de la mampostería ante cargas axiales dependen en forma importante de la interacción de piezas y mortero; ésta puede interpretarse en la forma siguiente: las piezas y el mortero tienen características esfuerzo-deformación diferentes; por tanto, al ser sometidos a un mismo esfuerzo se produce una interacción entre ambos que consiste en que el material menos deformable, las piezas en general, restringe las deformaciones transversales del material más deformable, introduciendo en él esfuerzos de compresión de dirección transversal. Por lo contrario, en el material menos deformable se introducen esfuerzos transversales de tensión, que disminuyen su resistencia respecto a la que se obtiene en el ensayo de compresión simple del material aislado.

1.10.4.-Comportamiento mecánico de la mampostería bajo tensión diagonal:

Existen muchas situaciones en las que un muro de mampostería se puede ver sometido a tensión diagonal. Desde luego una de las situaciones más importantes es cuando una edificación de mampostería se ve sometida a un efecto sísmico; sin embargo, existen muchas otras situaciones en las que se pueden producir este tipo de sollicitación en la mampostería, como por ejemplo, cuando se producen hundimientos diferenciales en una edificación de mampostería, o bien aún bajo la acción de cargas gravitacionales cuando existe una distribución poco uniforme de cargas verticales en un determinado muro. De ahí que sea muy importante conocer el comportamiento mecánico de la mampostería no reforzada bajo este tipo de sollicitaciones, pues es el tipo de acción que con mayor frecuencia produce su falla.

Para estudiar el comportamiento de la mampostería en tensión diagonal se utiliza un ensayo de compresión diagonal. Este ensayo consiste en aplicar una compresión diagonal a un murete de dimensiones aproximadamente cuadradas en las que la base sea formada por

lo menos de una y media piezas. En este ensayo, en el murete se produce un estado de esfuerzos de compresión a lo largo de la diagonal en la cual se aplica la carga, pero al mismo tiempo se produce un estado de esfuerzos de tensión a lo largo de la diagonal perpendicular a la que se produce la compresión. Como en el caso de la mampostería no reforzada el esfuerzo resistente a la tensión es mucho menor que el esfuerzo resistente a la compresión de la mampostería, aunque se trate de un ensayo de compresión diagonal, el modo de falla es en prácticamente todos los casos por tensión diagonal.

La falla de un muro por efecto de fuerzas cortantes ocurre generalmente a través de grietas inclinadas debidas a tensiones diagonales. Estas grietas se forman generalmente a lo largo de las juntas, propiciadas por la debilidad de la unión pieza-mortero; sin embargo, para piezas con baja resistencia y buena adherencia con el mortero, las grietas atraviesan indistintamente piezas y mortero.

Es importante estudiar el comportamiento de la mampostería ante combinaciones de carga que introducen esfuerzos principales de tensión con distintas inclinaciones con respecto a las juntas. Además, es de interés el estudio de los mecanismos de falla por las juntas y el efecto de la calidad del mortero y de su adherencia con las piezas en la resistencia.

1.11.- Conclusiones y recomendaciones:

Las cualidades que debe tener una estructura es que debe ser elaborada con materias de óptima calidad y siguiendo las normas de Código de la Construcción., pues la sismo-resistencia de un edificio dependen del tipo de materiales de construcción y de la correcta relación entre ellos.

1.11.1.- Sobre los ensayos y la determinación del comportamiento mecánico de las piezas (ladrillo) y del mortero.-

Debemos identificar la procedencia del lote de piezas. Las diferencias en las materias primas, especialmente en los procedimientos de fabricación, modifican netamente la resistencia de una a otra fábrica, de modo que es necesario considerar cada procedencia por separado.

Piezas de forma diferente elaboradas por una misma empresa tienen resistencias semejantes, si estas se calculan sobre el área neta de la pieza. Los coeficientes de variación de la resistencia en piezas de un mismo lote son relativamente bajos y uniformes de uno a otro lote de una misma fábrica.

La dispersión total de la resistencia a la compresión para un tipo de pieza dado proviene de cuatro fuentes: la variación de la resistencia dentro de piezas de un mismo lote, la variación

de un lote a otro de una misma fábrica, la variación de una a otra empresa, y la variación de una región a otra.

Durante el diseño de estructuras de mampostería el ingeniero estructural debe estar consciente de estas dispersiones y tomarlas en cuenta, sobre todo cuando se lleven a cabo pruebas de la resistencia a la compresión de las piezas a utilizarse en un determinado proyecto, o cuando en el diseño se utilicen valores indicativos obtenidos de ensayos experimentales realizados en piezas provenientes de otra región.

Para el ensayo de mortero hay que tomar en cuenta que el valor determinado a partir de pruebas de cubos de 5 cm. de lados no corresponde a las características de deformabilidad del mortero cuando forma una junta delgada entre dos piezas, debido a las diferentes condiciones de confinamiento y a las distintas condiciones de fraguado del mortero. En el fraguado del mortero de pega, al igual que en la adherencia química que se desarrolla entre las piezas y el mortero, influyen significativamente las características de retentividad de agua del mortero y de las características de absorción inicial de agua de las piezas (que tanta agua intentan quitar las piezas al mortero en los primeros minutos que interactúan, por efecto de capilaridad).

Además es necesario recordar que desgraciadamente, es muy común que en el país no se ponga la suficiente atención al proporcionamiento de materiales en la elaboración del mortero en la obra, siendo que, por ejemplo, el valor esperado de la resistencia de un mortero cemento-arena 1:6 es del orden de la mitad del de un mortero cemento-arena 1:3; por otra parte, el comportamiento de un mortero 1:6 es altamente no lineal y su rigidez es bastante veces menor a la de un mortero 1:3.

Por lo tanto, para un mismo nivel de carga de compresión, debe esperarse aproximadamente el doble del esfuerzo y más del doble de deformación en el mortero 1:6 que en el mortero 1:3.

1.11.2.- Sobre el déficit de vivienda en el país.-

El déficit de vivienda en el país es alto, es necesario suplir las necesidades de la población, creando nuevas alternativas, tanto en materiales como en diseño para las viviendas. Estas deben cumplir con las normas del Código de la Construcción.

CAPÍTULO II

MATERIALES

2.1.- MATERIALES A EMPLEAR EN EL PROYECTO:

Los elementos básicos a emplearse en una mampostería estructural son:

- * Unidades = Ladrillo Estructural
- * Mortero
- * Hormigón líquido
- * Accesorios

2.2.- CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE CADA MATERIAL:

2.2.1.- LADRILLO ESTRUCTURAL: Comprende unidades de arcilla cocida con las siguientes características principales: Geología, Química, Fabricación.

2.2.1.1.- Geología: Los ladrillos se forman de arcilla, un material sedimentario. Se encuentra en casi todos los países del mundo

2.2.1.2.- Química: Las arcillas consisten de un 65% de óxido de silicio y unos 20% de óxido de aluminio. También poseen otros óxidos metálicos (calcio, magnesio, sodio, potasio, vanadio). Tales óxidos imparten colores, bajan la temperatura de vitrificación y afectan la apariencia y durabilidad

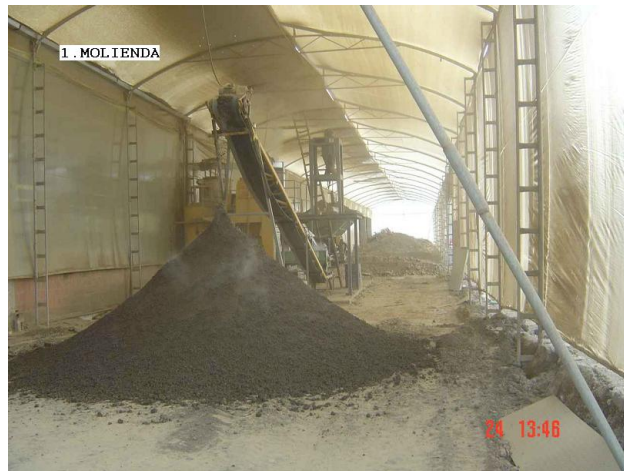
2.2.1.3.- Fabricación: Se tiene 3 principales procesos:

- a) Proceso a Lodo Blando.- La arcilla plástica contiene de 20% a 30% de agua por peso. Se extruye en una prensa especial y se corta con alambres. Este es el tipo de ladrillo empleado en el proyecto.
- b) Proceso a Lodo Duro.- La arcilla contiene de 12% a 15% de agua por peso. Se extruye en una prensa especial y se corta con alambres.
- c) Proceso de Presada en Seco.- La arcilla contiene de 7% a 10% de agua por peso. Las unidades se moldean por separados.

DESPUÉS DE DARLE A LA ARCILLA LA FORMA DE LADRILLO DESEADO, SE COCINA. EL PROCESO DE PRODUCCIÓN INVOLUCRA ÉSTOS PASOS BÁSICOS: MOLIENDA, EXTRUCIÓN, REPOSO, SECADO, QUEMADO, PALETIZADO

2.2.1.4.- Proceso de Producción del Ladrillo Estructural:

1. Molienda



2. Extrusión



3. Reposo y secado



4. Quemado



5. Palatizado



2.2.1.5.- Características Mecánicas: A continuación se presenta las más importantes.

2.2.1.6.- Resistencia a la compresión: Se pretende que un ladrillo estructural tenga una resistencia entre 1200 a 3000 lb/in² (85 a 210 Kg/cm².)

2.2.1.7.- Módulo de Elasticidad: Entre 1.4 a 5 x 10⁶ lb/in² (98000 a 350000 Kg/cm²)

2.2.1.8.- Absorción del Agua: Es el tanto por ciento de agua referido al peso del

LADRILLO COCIDO SECO.

- ¿Cuál es el procedimiento a seguir? La muestra es de 3 ladrillos, que deben estar secos, para lo que se mantienen en estufa a 110 °C; a continuación se enfrían al aire. Se introducen en un tanque de canto y se realiza la inmersión de forma gradual (a lo largo de 3 horas como mínimo). Cuando el peso no varíe más de un 0,1 % después de dos pesadas consecutivas ya se puede calcular la absorción.

- ¿Cómo se realiza dicho cálculo? Al peso del ladrillo embebido se le resta el peso en seco, se divide por el peso en seco y se multiplica por 100.

$$A(\%) = \frac{Ph - Ps}{Ps} * 100 \quad 2.1$$

A(%) = Absorción de Agua

Ph = Peso ladrillo húmedo

Ps = Peso ladrillo seco

2.2.1.9.- Eflorescencias: ¿Qué son?.- Son manchas, generalmente de color blanquecino, que aparecen en la cara vista de los ladrillos. Están formadas por distintos tipos de sales; en su mayoría, son sulfatos, pero también pueden ser carbonatos y cloruros.

¿Cómo se puede evitar las sales solubles existentes en las materias primas de los ladrillos?.- Se añade un producto químico denominado carbonato de bario; éste reacciona con ellas y las hace insolubles, con lo que el agua no puede transportarlas a la cara vista.

¿Cuál es el proceso de aparición de las eflorescencias durante la puesta en obra?.-

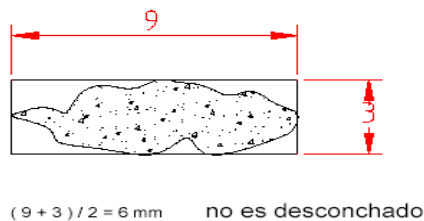
El agua del mortero disuelve sales de diversas procedencias (cemento, arena, etc.), entra en el ladrillo por sus capilares y se evapora por la cara vista, donde deposita las sales que transporta.

2.2.1.10.- Óxidos de Calcio: ¿Qué es el "caliche"?.- Es un grano de óxido de calcio, producido durante la cocción, que con la humedad ambiente aumenta de volumen y da lugar a desconchados. $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{CaOH}$

¿De dónde procede el óxido de calcio?.- Se forma al cocer granos del carbonato cálcico que forma las piedras calizas y los fósiles marinos.

$\text{CaCO}_3 + \text{Cocción} \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$

¿Qué es un desconchado?.- Es el cráter producido por un caliche de dimensión media superior a 7 mm. *Ejemplo:*



¿Qué es una pieza desconchada?.- Es la que tiene más de un desconchado (cráter de dimensión media superior a 7 mm) en sus caras vistas. *Ejemplo:*

(10 + 6) / 2 = 8 mm sí es desconchado



Pieza desconchada



Pieza no desconchada

2.2.1.11.- Arcilla:

- Concepto.- La Arcilla es un tipo de Roca Natural Sedimentaria.
- Procedencia.- Proviene de la descomposición de las Rocas Feldespato, siendo un silicato aluminico hidratado. Puede ser un elemento suelto o puede estar formando una masa en estado sólido, puede ser coherente o incoherente.
- Mezcla con Agua.- Es un material terroso de grano generalmente fino y capas de convertirse en una masa plástica al mezclarse con cierta cantidad de agua.
- Secado en altos hornos.- Conserva su forma inicial después del secado, adquiriendo a la vez la suficiente dureza para ser manejada. La Arcilla no se transforma en cerámica hasta que toda el agua que contiene de manera natural y química se elimina por el calor; cuando esto sucede al cocerlo en el horno, el producto que resulta posee una dureza y un estado inalterable a veces incluso mayor que el de algunas clases de piedra.
- Propiedades técnicas.-
 - Material de estructura laminar.
 - Sumamente higroscópico.
 - Su masa se expande con el agua.
 - Con la humedad se reblandece y se vuelve plástica.
 - Al secarse su masa se contrae en un 10%
 - Generalmente se le encuentra mezclada con materia orgánica.
 - Adquiere gran dureza al ser sometida a temperaturas mayores a 600°C.

2.2.2.- MORTERO PARA MAMPOSTERÍA DE LADRILLO ESTRUCTURAL:

Según las normas colombianas y americanas; el mortero para mampostería separa las unidades de ladrillo y a la vez las une

2.2.2.1.- Tipos de Mortero para Mampostería Estructural: Estos morteros se identifican según la siguiente simbología. M – S – N – O – K.

- Tipo M.- Alta resistencia a compresión y adherencia con las unidades de ladrillo.

- Tipo S.- Moderada resistencia a compresión y adherencia con las unidades de ladrillo.
- Tipo N.- Baja resistencia a compresión y adherencia con las unidades de ladrillo.
- Tipo O.- Muy baja resistencia a compresión y adherencia con las unidades de ladrillo.
- Tipo K.- Ya no se usa

2.2.2.2.- Mortero de Cemento Pórtland y Cal: La especificación por proporciones para mortero de cemento Pórtland y cal se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 2.2.2.2

Tipo de Mortero	Proporciones por Volumen		
	Cemento Pórtland	Cal Apagada	Arena
M	1	$\leq \frac{1}{4}$	3
S	1	$\frac{1}{2}$	4 – $\frac{1}{2}$
N	1	1	6
O	1	2	9

2.2.2.3.- Características del Mortero Endurecido:

**ESTA RESISTENCIA SE MIDE EN CUBOS DE 2 PULGADAS DE MORTERO,
HECHOS EN LABORATORIO Y CURADO EN 28 DÍAS.**

La resistencia varía entre 500 - 3000 lb/in² (35 - 210 Kg/cm²) y casi no afecta la resistencia a compresión de la mampostería.

Para una buena resistencia a compresión de mampostería se requiere resistencia a compresión mínimas, según el tipo de mortero

Tabla 2.2.2.3

Tipo de Mortero	Resistencia Compresión lb/in ² (Kg/cm ²)
M	2500 (175)
S	1800 (125)
N	750 (53)
O	350 (25)

2.2.2.4.- Mortero Prefabricado INTACO:

Es un mortero hidráulico a base de cemento, arena y químicos especiales, diseñados especialmente para la instalación de bloques de concreto, ladrillo, piedra y enchapes en paredes de mampostería.

Es importante decir que la arena de éste mortero proviene de las minas de Disensa y tienen composición de Carbonato de Calcio (80%) y Sílice en menor proporción.

Características:

- Excelente adherencia
- Cumple la norma ASTM C-270
- Aumenta la velocidad de trabajo
- Excelente combinación entre resistencia, trabajabilidad y economía
- Puede ser usado en interiores o exteriores
- Mortero de alta trabajabilidad
- Permite dar acabado a la junta con el mismo mortero
- Viene listo para usarse. Solo se requiere añadir agua

Preparación de la superficie:

La superficie en contacto debe estar limpia, bien adherida y libre de polvo, aceite, grasa, cera, pintura, eflorescencia y cualquier otro contaminante. Humedecer la superficie.

Mezclado:

Añadir éste mortero al agua limpia en proporción de 6.5 a 7 litros de agua por cada saco de 40 Kg. Mezclar hasta obtener un mortero plástico y homogéneo.

Nunca añadir más agua luego de la mezcla inicial, ya que disminuirían las propiedades de adherencia del mortero.

Rendimiento:

Un saco de 40 kg de este mortero sirve para pegar de 18 a 22 bloques de 39x19x9 cm, a un espesor de 1.5 cm.

Datos Técnicos:

- Tiempo útil de mezclado: 35 – 45 minutos
- Fraguado Inicial (28°C) = 60 minutos
- Fraguado Final (28°C) = 125 minutos
- Trabajabilidad = 40%

2.2.3.- HORMIGÓN LÍQUIDO:

TAMBIÉN CONOCIDO COMO “GROUT”, ES UNA MEZCLA FLUIDA DE CEMENTO PÓRTLAND, ARENA, AGUA Y GRAVILLA (AGREGADO MEDIANO).

Se lo emplea para rellenar las celdas de ladrillo hueco estructural que requiera la colocación de hierro.

Tabla 2.2.3

Especificación por proporción del Hormigón Líquido				
Tipo de Concreto Líquido	Proporciones por Volumen			
	Cemento Pórtland	Cal Apagada	Arena	Gravilla
Fino	1	≤ 1/10	2-1/4 a 3	--
Grueso	1	≤ 1/10	2-1/4 a 3	1 a 2

2.2.3.1.- Propiedades del Hormigón Líquido Fresco:

EL CONCRETO LÍQUIDO SE VACÍA CON UN REVENIMIENTO DE POR LO MENOS 8 IN (20 CM), PARA QUE FLUYA LIBREMENTE POR LOS VACÍOS DE LA MAMPOSTERÍA.

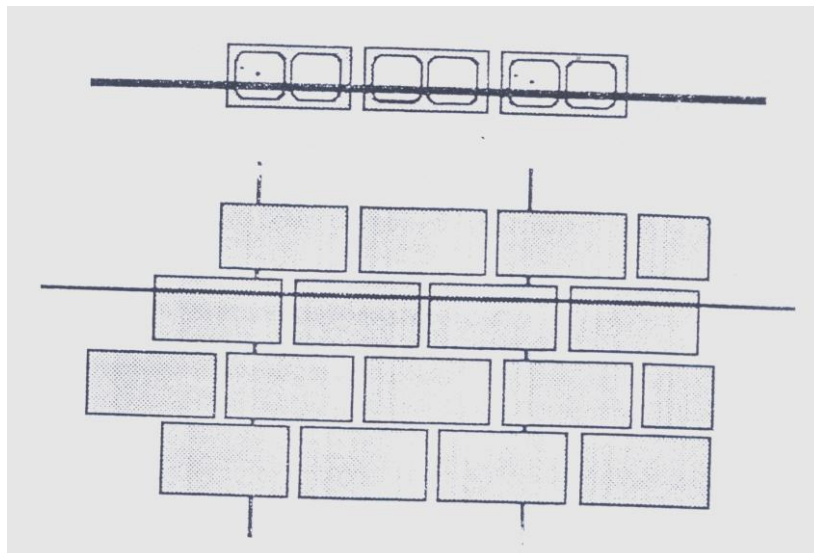
2.2.4.- ACCESORIOS: Para la mampostería estructural se presenta los siguientes accesorios principales:

- Refuerzo
- Conectores
- Sellantes
- Botaguas
- Capas protectoras

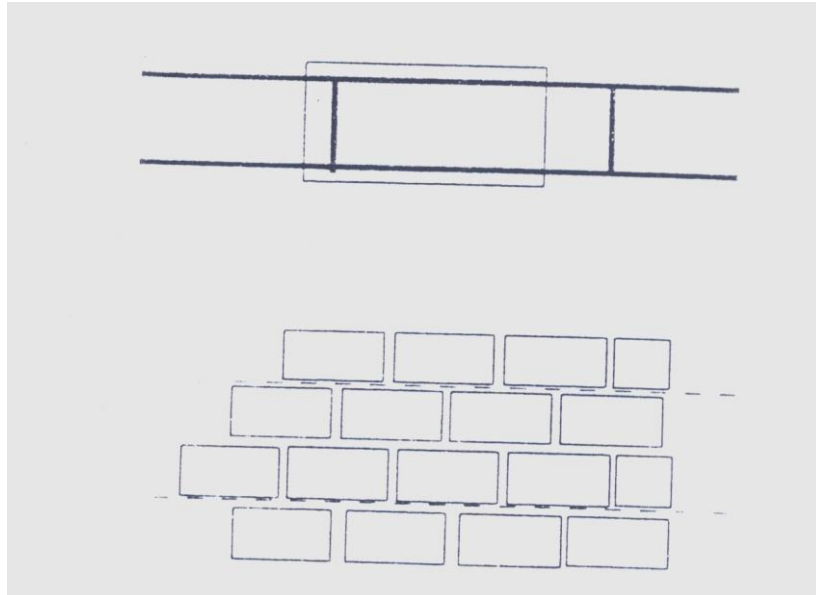
2.2.4.1.- Refuerzo.- Comprende: Varillas corrugadas, escalerilla, malla electro soldada

Requisitos de diseño para refuerzos:

- Resistencia estructural
- Resistencia a la corrosión
- Anclaje o longitud de desarrollo



Ejemplo del uso de refuerzo corrugado con unidades en hueco



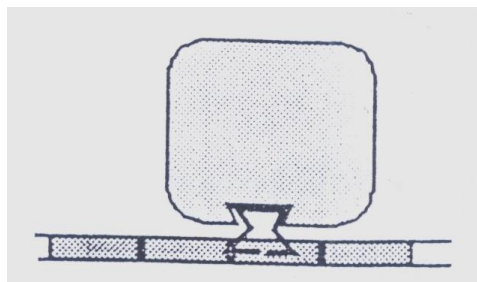
Ejemplo del uso de refuerzo de alambre con unidades sólidas

2.2.4.2.- Conectores. También conocidos como “amarres” y son de Acero galvanizado.

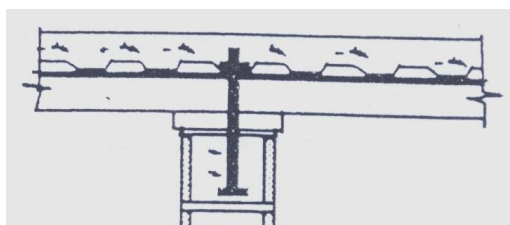
Y se tiene los siguientes tipos:

- Amarres.- Conectan un muro de mampostería a otro muro
- Anclas.- Conectan un muro de mampostería a un pórtico
- Sujetadores.- Conectan algo a un muro de mampostería

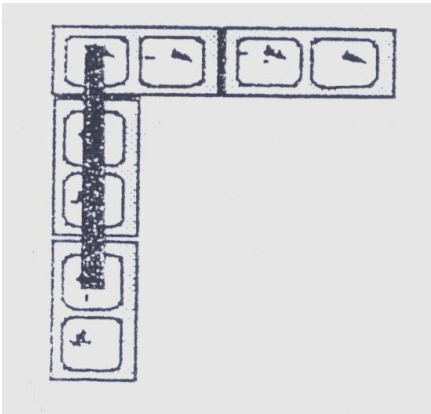
A continuación se presenta los siguientes conectores típicos que se emplean en las mamposterías estructurales:



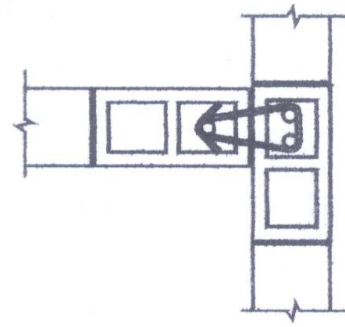
a) Ancla tipo Cola de Milano



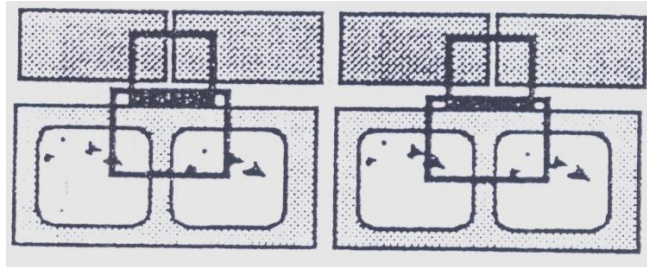
b) Pernos de Anclaje



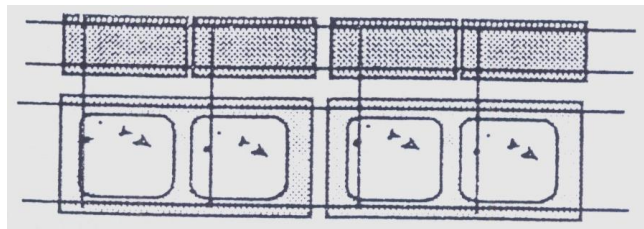
c1) Conector tipo Lámina



c2) Conector tipo Bincha



d) Amarres Ajustables



e) Amarres de Alambres

Requisitos para Conectores.-

- Resistencia (axial – cortante)

- Rigidez (axial – cortante)
- Resistencia a la corrosión (acero galvanizado, suficiente espesor de zinc y suficiente recubrimiento)

2.2.4.3.- Sellantes.- Se usan para prevenir la transmisión de agua donde intencionalmente se dejan juntas abiertas en muros de mampostería.

Los materiales más comunes empleados como sellantes son:

- Silicono
- Neopreno
- Látex

Los sellantes se evalúan en términos de compresibilidad (espesor mínimo / espesor original).

Su vida normal, en exposición a la intemperie es 7 años.

Se tiene tres tipos básicos de juntas abiertas:

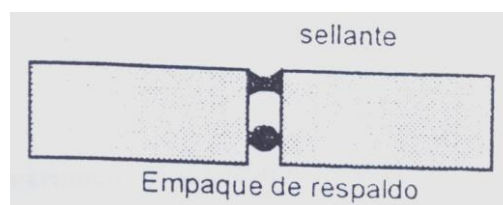
- Juntas de expansión
- Juntas de control de fisuración
- Juntas constructiva

A) JUNTAS DE EXPANSIÓN.- SE USAN EN MAMPOSTERÍA DE LADRILLO PARA ACOMODAR LA EXPANSIÓN

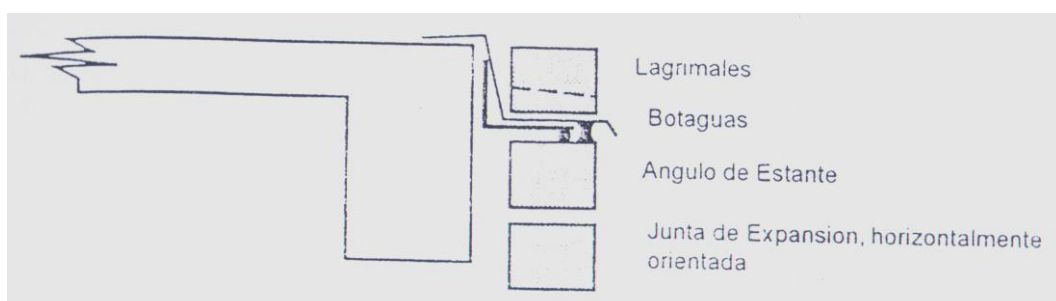
b) Juntas de control de fisuración.- O de retracción, se usan en mampostería de concreto para esconder la fisuración que se debe a la retracción restringida

c) Juntas Constructivas.- Se ubican entre distintas porciones de una estructura

Juntas de Expansión :

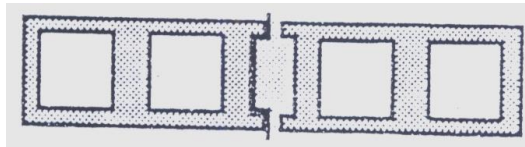


Junta de expansión. Verticalmente orientada



Junta de expansión. Horizontalmente orientada

Junta de Control de Fisuración :



Junta de control de fisuración

2.2.4.4.- Botaguas.- Corresponden los siguientes:

- Impermeabilizantes
- Pinturas
- Materiales transparentes (siliconos)

El botaguas es una barrera flexible, a prueba de agua, cuyo propósito es redirigir fuera el agua que haya penetrado la hoja exterior del muro.

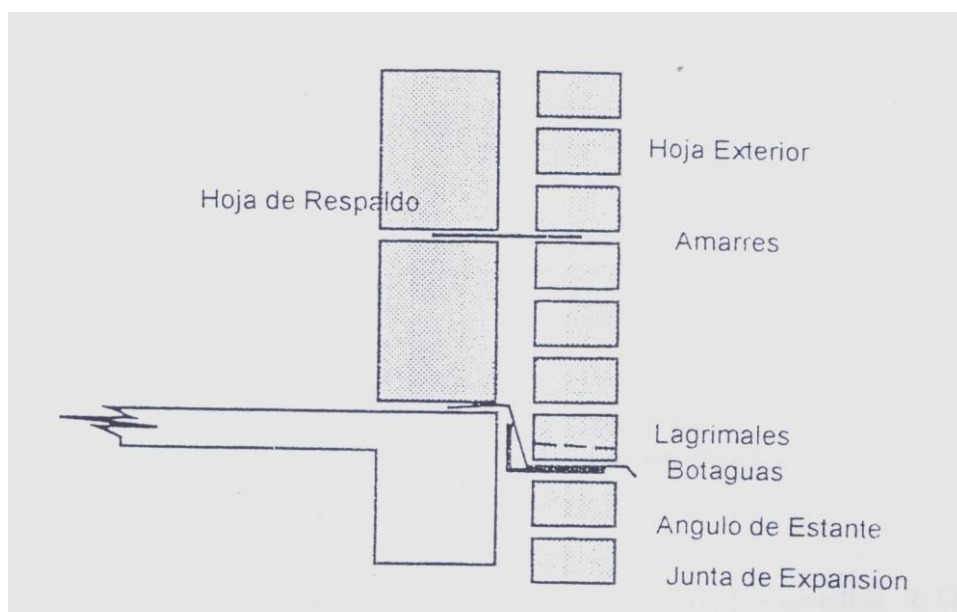
Se lo pone en las siguientes ubicaciones:

- Al fondo de cada piso
- En los dinteles de ventana y puerta
- Bajo ventanas y puertas

El botaguas se hace de acero inoxidable, cobre, aluminio y plástico.

El botaguas metálico dura mucho más que el de otros materiales

Los tramos de botaguas deben traslaparse, y los finales de cada tramo debe terminarse con barreras finales (se pliegan los extremos para que el agua no salga allí).



Botaguas

2.2.4.5.- Capas Protectoras. Corresponden las pinturas y capas impermeabilizantes.

A MENOS QUE EL USO INDIQUE CLARAMENTE LA NECESIDAD DE IMPERMEABILIZAR LA MAMPOSTERÍA (POR EJEMPLO, EN EL CASO DE UN TANQUE O UN SÓTANO), LOS IMPERMEABILIZANTES GENERALMENTE NO SON NECESARIOS Y PUEDEN SER HASTA DAÑINOS.

La pintura es mucho menos duradera que la mampostería que la cubre.

Los materiales no pueden hacer puente sobre fisuras visibles. Tienden a atrapar agua, dando lugar a daños a largo plazo.

2.3.- CONCLUSIONES:

En el proceso de fabricación de los ladrillos es muy importante el contenido de humedad en las arcillas. Éste será un factor decisivo en la resistencia a compresión del ladrillo. Es recomendable tener entre el 20 y 30 % de agua.

Así también en la resistencia final del ladrillo como factor determinante se tiene la temperatura de cocción. Para alcanzar una dureza y resistencia ideal se recomienda cocer a los ladrillos primeramente en altos hornos y a temperaturas cercanas a los 1000°C

Siempre se debe tener en cuenta la presencia perjudicial de las eflorescencias en los ladrillos. Éstas afectan a ladrillo en su resistencia. Para evitar este problema añadir Carbonato de Bario a los cimientos de arcilla a explotar

El mortero empleado en mampostería de ladrillo armada debe ser de alta resistencia; es decir sobre 175 Kg/cm².

Sin duda que la utilización de un mortero prefabricado permite establecer una excelente combinación entre resistencia, trabajabilidad y rendimiento.

CAPÍTULO 3

3.- ENSAYOS DE LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

3.1.- DEFINICIONES DE LA MAMPOSTERÍA:

3.1.1.- Mampostería reforzada.- Es la unión de bloques de cemento, o ladrillos de arcilla, o de concreto con un mortero de alta resistencia para conformar sistemas monolíticos tipo muro, que pueden resistir acciones producidas por las cargas de gravedad o las acciones de sismo o viento.

3.1.1.1.- Mampostería reforzada interiormente.- Es aquella que comprende muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales; colocados en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas. El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuirá a lo alto y largo del muro de mampostería.

3.1.1.2.- MAMPOSTERÍA DE LADRILLO REFORZADA.- ES LA ESTRUCTURA CONFORMADA POR PIEZAS DE LADRILLO ESTRUCTURAL CON PERFORACIONES VERTICALES, DISPUESTOS EN FORMA DE TRABE; DE MANERA QUE LAS VARILLAS SE INTRODUCEN POR LOS HUECOS DE LOS LADRILLOS Y SE ANCLAN CON MORTERO DE CEMENTO. TAMBIÉN TIENE REFUERZO HORIZONTAL CADA CIERTO NÚMERO DE HILADAS.

EL REFUERZO SE USA PARA RESISTIR LA TOTALIDAD DE LAS FUERZAS DE TENSIÓN Y OCASIONALMENTE, PARA RESISTIR LOS ESFUERZOS DE COMPRESIÓN Y CORTANTE QUE NO PUEDA RESISTIR LA MAMPOSTERÍA SIMPLE.

3.1.2.- Mampostería de relleno.- En la que el refuerzo se coloca en elementos estructurales de concreto (vigas y columnas de amarre), situados en su perímetro. Primero se construye la estructura y luego la mampostería.

3.1.3.- MAMPOSTERÍA CONFINADA.- AQUELLA EN LA QUE PRIMERO SE CONSTRUYE LA MAMPOSTERÍA Y LUEGO SE FUNDEN LOS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO VIGAS, COLUMNAS.

3.2.- NORMAS PARA LOS ENSAYOS DE MAMPOSTERÍA DEL PROYECTO:

3.2.1.- NORMAS MEXICANAS COMPLEMENTARIAS:

3.2.1.1.- Nomenclatura:

A_T = Área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro (cm^2)

c_j = Coeficiente de variación de resistencia a compresión del mortero o concreto de relleno

c_m = Coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las pilas de mampostería

c_p = Coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las piezas de ladrillo

c_v = Coeficiente de variación de la resistencia a corte de los muretes de mampostería

E_m = Módulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas. MPa (Kg/cm^2)

F_E = Factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez

$\overline{f_j}$ = MEDIA DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LOS CUBOS DE MORTEROS. MPa (KG/CM^2)

f_j^* = Resistencia de diseño a compresión del mortero. Mpa (Kg/cm^2)

$\overline{f_m}$ = MEDIA DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LAS PILAS, CORREGIDA POR SU RELACIÓN ALTURA A ESPESOR Y REFERIDA AL ÁREA BRUTA. SU VALOR SE DARÁ EN MPa (KG/CM^2)

FM^* = RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA, REFERIDA AL ÁREA BRUTA. SU VALOR SE DARÁ EN MPa (KG/CM^2)

f_p = Media de la resistencia a compresión de las piezas de ladrillo. Referida a su área bruta. Mpa (Kg/cm^2)

f_p^* = Resistencia de diseño a compresión de las piezas de ladrillo. Referida a su área

BRUTA. MPA (KG/CM²)

G_m = Módulo de corte de la mampostería. MPa (Kg/cm²)

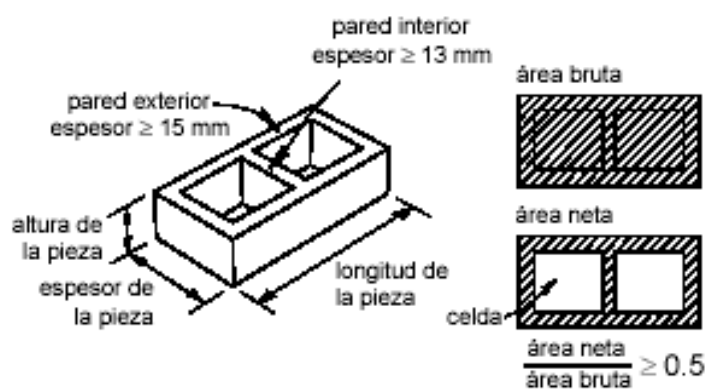
$\overline{v_m}$ = **MEDIA DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DIAGONAL O CORTE DE LOS MURETES, SOBRE EL ÁREA BRUTA MEDIDA A LO LARGO DE LA DIAGONAL PARALELA A LA CARGA.**

v_m^* = Resistencia de diseño a compresión diagonal o corte de los muretes de mampostería, sobre el área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga, Mpa (Kg/cm²)

3.2.1.2.- Piezas de Ladrillo para la Mampostería Armada :

Piezas huecas.- Las piezas huecas a que hacen referencia estas Normas para el Diseño Sismorresistente son las que tienen, en su sección transversal más desfavorable, un área neta de por lo menos 50 por ciento del área bruta; además, el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 15 mm (*ver figura de Piezas huecas*).

Para piezas huecas con dos hasta cuatro celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm. Para fines de estas Normas sólo se permite usar piezas huecas con celdas o perforaciones ortogonales a la cara de apoyo.



a) Piezas huecas

3.2.1.3.- Mortero para la Mampostería Armada :

Los morteros de relleno que se emplean en elementos estructurales de mampostería para rellenar celdas de piezas huecas y pegarlas entre sí deben cumplir los siguientes requisitos:

- Su resistencia a compresión será por lo menos de 12.5 MPa (125 kg/cm²).
- El tamaño máximo del agregado no excederá de 10 mm.

c) Se empleará la mínima cantidad de agua que permita que la mezcla sea lo suficientemente fluida para rellenar las celdas y cubrir completamente las barras de refuerzo vertical, cuando es el caso de que se cuenta con refuerzo interior.

Así también se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad de toda la mampostería.

.En la Tabla 3.2.1.3 se muestran las relaciones volumétricas recomendadas entre los distintos componentes del mortero:

Tabla 3.2.1.3. Proporcionamientos, en volumen, recomendados para morteros y concretos de relleno en elementos estructurales				
Tipo	Partes de Cemento	Partes Cal Hidratada	Partes de Arena	Partes de Grava
Mortero I	1	0 a 0.25	2.25 a 3	----
Mortero II	1	0.25 a 0.5	2.25 a 3	----
Mortero III	1	0.5 a 1.25	2.25 a 3	----
Concreto	1	0 a 0.1	2.25 a 3	1 a 2

Tabla 3.2.1.3.1

Tipo	Resistencia Nominal en Compresión (f_{j^*}), Mpa (Kg/cm ²)
Mortero I	12,5 (125)
Mortero II	7,5 (75)
Mortero III	4,0 (40)

f_j = Media de la resistencia a compresión de los cubos de morteros. Mpa (Kg/cm²)

f_{j^*} = Resistencia de diseño a compresión del mortero. Mpa (Kg/cm²)

3.2.1.4.- Mampostería – Resistencia a la Compresión (f_{m^*}):

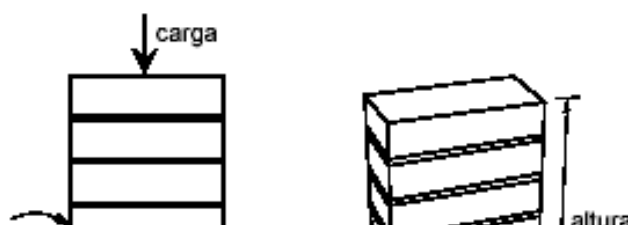
La resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f_{m^*} , sobre su área bruta, se determina con alguno de los tres procedimientos indicados en la sección I, II, y III.

El valor de la resistencia en esta Norma está referido a los 28 días.

Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de este lapso, se deberá evaluar la resistencia para el tiempo estimado según la sección I.

a) *Sección I - Ensayos de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra.*- Las pilas (ver figura) estarán formadas por lo menos con tres piezas sobrepuestas.

La relación altura a espesor de la pila estará comprendida entre dos y cinco; las pilas se ensayarán a los 28 días luego de construidas.



Pila para Prueba en Compresión

EL ESFUERZO MEDIO OBTENIDO, CALCULADO SOBRE EL ÁREA BRUTA, SE CORREGIRÁ MULTIPLICÁNDOLO POR LOS FACTORES DE LA TABLA 3.2.1.4.

Tabla 3.2.1.4. Factores Correctivos para las Resistencias de Pilas Con diferentes relaciones de Altura a Espesor				
Relación Altura a Espesor de la Pila	2	3	4	5
Factor Correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05

Para las relaciones Altura a Espesor intermedias se interpolará linealmente

La resistencia de diseño a compresión se calcula como:

$$f_m^* = \frac{\overline{f_m}}{D_{cm}} \quad 3.1$$

f_m^* = RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA,
REFERIDA AL ÁREA BRUTA.

SU VALOR SE DARÁ EN MPA (KG/CM²)

$\overline{f_m}$ = MEDIA DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LAS PILAS,
CORREGIDA POR SU RELACIÓN

ALTURA A ESPESOR Y REFERIDA AL ÁREA BRUTA. SU VALOR SE DARÁ
EN MPA (KG/CM²)

D_{cm} = COEFICIENTE DE VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE
LAS PILAS DE

MAMPOSTERÍA, QUE EN NINGÚN CASO SE TOMARÁ INFERIOR A 0.15

b) *Sección II – A partir de la resistencia de diseño de las piezas y del mortero.*- Las piezas y el mortero deben cumplir con los requisitos de calidad.

- Para piezas de barro con relación altura a espesor no menor que 0.5, la resistencia de diseño a compresión podrá ser la que se obtiene en la siguiente Tabla 3.2.1.4.1:

f_p^* Mpa (Kg/cm ²)	f_m^* , Mpa (Kg/cm ²)		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
6 (60)	2 (20)	2 (20)	2 (20)
7.5 (75)	3 (30)	3 (30)	2.5 (25)
10 (100)	4 (40)	4 (40)	3 (30)
15 (150)	6 (60)	6 (60)	4 (40)
20 (200)	8 (80)	7 (70)	5 (50)
30 (300)	12 (120)	9 (90)	7 (70)
40 (400)	14 (140)	11 (110)	9 (90)
≥ 50 (500)	16 (160)	13 (130)	11 (110)

Para valores intermedios de f_p^ se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero*

f_p = Media de la resistencia a compresión de las piezas de ladrillo. Referida a su área bruta. Mpa (Kg/cm²)

f_p^* = Resistencia de diseño a compresión de las piezas de ladrillo. Referida a su área bruta. Mpa (Kg/cm²)

Los valores f_m^* de esta tabla son válidos para piezas que cumplen con la resistencia f_p^* señalada en ella, y para mampostería con espesores de junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm si las piezas son de fabricación mecanizada, o de 15 mm si son de fabricación artesanal.

Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo con la sección I

c) *Sección III Valores indicativos.*- Si no se realizan determinaciones experimentales, podrán emplearse los valores de f_m^* que, para distintos tipos de piezas y morteros, se presentan en la Tabla 3.2.1.4.2:

Tabla 3.2.1.4.2. Resistencia de Diseño a Compresión de la Mampostería, f_m^*, para algunos tipos de piezas, sobre área bruta			
Tipo de Pieza	f_m^*, Mpa (Kg/cm²)		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
Tabique de barro recocido ($f_p^* \geq 6$ MPa, 60 Kg/cm ²)	1.5 (15)	1.5 (15)	1.5 (15)
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* \geq 12$ MPa, 120 Kg/cm ²)	4 (40)	4 (40)	3 (30)
Bloque de Concreto ($f_p^* \geq 10$ MPa, 100 Kg/cm ²)	2 (20)	1.5 (15)	1.5 (15)
Tabique de Concreto (Tabicón) ($f_p^* \geq 10$ MPa, 100 Kg/cm ²)	2 (20)	1.5 (15)	1.5 (15)

Los valores f_m^* de esta tabla son válidos para piezas que cumplen con la resistencia f_p^* señalada en ella, y para mampostería con espesores de junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm si las piezas son de fabricación mecanizada, o de 15 mm si son de fabricación artesanal.

Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo con la sección I.

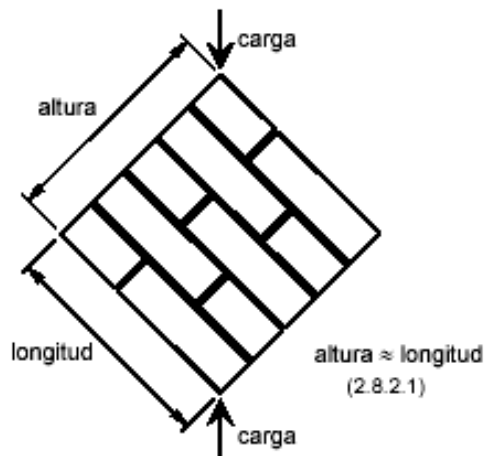
3.2.1.5.- Mampostería–Resistencia Compresión Diagonal (v_m^*) o Resistencia Corte:

La resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, v_m^* , sobre área bruta de la diagonal, se determinará con alguno de los dos procedimientos que se indicarán en las secciones IV y V.

El valor de la resistencia en esta Norma está referido a 28 días. Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de este lapso, se deberá evaluar la resistencia para el tiempo estimado según la sección IV

Sección IV. – Ensayos de muretes contruidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra.- Los muretes (ver figura) tendrán una longitud de al menos una vez y media la longitud de la pieza y el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud.

Los muretes se ensayarán sometidos a una carga de compresión monótona a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal.



Pila para Prueba en Compresión Diagonal o Corte

Los muretes se ensayan a la edad de 28 días. La resistencia de diseño a compresión diagonal, vm^* , será igual a:

$$vm^* = \frac{\overline{vm}}{1 + 2.5cm} \quad 3.2$$

DONDE:

vm^* = RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESIÓN DIAGONAL O CORTE DE LOS MURETES DE MAMPOSTERÍA, SOBRE EL ÁREA BRUTA MEDIDA A LO LARGO DE LA DIAGONAL PARALELA A LA CARGA, MPA (KG/CM²)

\overline{vm} = MEDIA DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DIAGONAL O CORTE DE LOS MURETES, SOBRE EL ÁREA BRUTA MEDIDA A LO LARGO DE LA DIAGONAL PARALELA A LA CARGA.

cm = COEFICIENTE DE VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DIAGONAL DE LOS MURETES, QUE EN NINGÚN CASO SE TOMARÁ INFERIOR A 0.20.

Sección V. – Valores Indicativos .- Si no se realizan ensayos de muretes, la resistencia de diseño a compresión diagonal será la que indicará en la siguiente Tabla 3.2.1.5.

Tabla 3.2.1.5. Resistencia de Diseño a Compresión Diagonal para algunos Tipos de Mampostería, sobre área bruta		
Pieza	Tipo de Mortero	vm^*, MPa (Kg/cm²)
Tabique de barro recocido ($fp^* \geq 6$ MPa, 60 Kg/cm ²)	I	0.35 (3.5)
	II y III	0.3 (3)
Tabique de barro con huecos verticales ($fp^* \geq 12$ MPa, 120 Kg/cm ²)	I	0.3 (3)
	II y III	0.2 (2)
Bloque de Concreto ($fp^* \geq 10$ MPa, 100 Kg/cm ²)	I	0.35 (3.5)
	II y III	0.25 (2.5)
Tabique de Concreto (Tabicón) ($fp^* \geq 10$ MPa, 100 Kg/cm ²)	I	0.3 (3)
	II y III	0.2 (2)

Los valores vm^* de esta tabla son válidos para piezas que cumplen con la resistencia fp^* señalada en ella, y para mampostería con espesores de junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm.

Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo con la sección IV

3.2.1.6.- Mampostería – Resistencia al Aplastamiento:

Cuando una carga concentrada se transmite directamente a la mampostería, el esfuerzo de contacto no excederá de $0.6 fm^*$.

3.2.1.7.- Mampostería – Resistencia a Tensión:

SE CONSIDERA QUE ES NULA LA RESISTENCIA DE LA MAMPOSTERÍA A ESFUERZOS DE TENSIÓN PERPENDICULARES A LAS JUNTAS. CUANDO SE REQUIERA ESTA RESISTENCIA DEBERÁ PROPORCIONARSE EL ACERO DE REFUERZO NECESARIO.

3.2.1.8.- Mampostería – Módulo de Elasticidad (E_m):

El módulo de elasticidad de la mampostería, E_m , se determina con alguno de los procedimientos que se indicarán en las secciones VI y VII.

Sección VI. – Ensayos de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra.- Se ensayarán pilas del tipo y edad ya indicados. El módulo de elasticidad para

cargas de corta duración se determinará según lo especificado en la norma mexicana correspondiente.

Para obtener el módulo de elasticidad para cargas sostenidas se deberán considerar las deformaciones diferidas debidas al flujo plástico de las piezas y el mortero.

Optativamente, el módulo de elasticidad para cargas de corta duración obtenida del ensayo de pilas se podrá dividir entre 2.3 si se trata de piezas de concreto, o entre 1.7 si se trata de piezas de barro o de otro material diferente del concreto.

Sección VII. – Determinación a partir de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería.- Para mampostería de tabique de barro y otras piezas, excepto las de concreto:

$E_m = 600 f_m^*$ (Para cargas de corta duración)

$E_m = 350 f_m^$ (Para cargas sostenidas)*

Donde :

E_m = Módulo Elasticidad de la Mampostería

f_m^* = Resistencia de diseño de la mampostería

3.2.1.9.- Mampostería – Módulo de Cortante (Gm):

El módulo de cortante de la mampostería, G_m , se determina con alguno de los procedimientos que se indicarán en las secciones VIII y IX. Se aplica la sección IX si el módulo de elasticidad se determinó según la sección VII.

Sección VIII. – Ensayos de muretes construidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra.- Se ensayarán muretes del tipo y edad ya indicados. El módulo de cortante se determinará según lo especificado en la Norma Mexicana correspondiente.

Sección IX – Determinación del Módulo de Corte a partir del Módulo de elasticidad

de la mampostería.- Si se opta por usar la sección VII para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería, el módulo de cortante de la mampostería se puede tomar como: $G_m = 0.4 E_m$

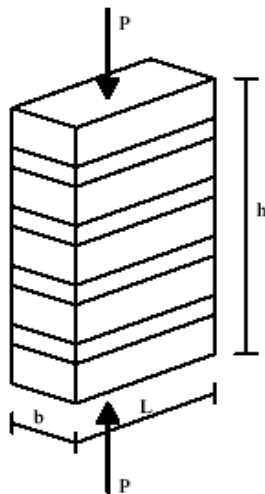
Donde :

G_m = Módulo de corte de la Mampostería

E_m = Módulo de elasticidad de la mampostería

3.2.2.- NORMA AMERICANA UBC:

3.2.2.1.- Mampostería – Resistencia a la compresión:



Los prismas deben ensayarse a los 28 días de acuerdo con la especificación de prueba UBC 21-17. Se pueden utilizar resistencias a la compresión de pruebas realizadas a los siete días o tres días siempre y cuando se hayan establecido, *a priori* y antes que se comience la construcción del elemento de mampostería, relaciones entre las resistencias medidas a estas edades con respecto a la de prismas ensayados a los 28 días.

Los prismas se pueden construir con por lo menos dos piezas sobrepuestas si la prueba se realiza en campo ó con tres piezas si se hace en laboratorio (lo recomendable es hacerlo con cinco, siete es demasiado).

Se deben construir y ensayar por lo menos cinco prismas antes de construir el elemento de mampostería. Los materiales que se utilicen deben tomarse de aquellos que se especifican para el proyecto.

Los prismas deben construirse bajo la supervisión del ingeniero o supervisor de una agencia acreditada y ensayados por un laboratorio acreditado.

Cuando se realice un diseño por esfuerzos permisibles en su totalidad, se deben construir y ensayar por lo menos tres prismas por cada 465 m² de área de construcción (muro) durante la construcción de una obra, o un mínimo de tres prismas si el área construida es menor de 465 m².

Las resistencias a la compresión de los prismas deben exceder las resistencias de diseño.

$$1.5 \leq \frac{h}{b} \leq 5$$

$$\overline{fm} = \frac{1}{i} \sum_i^n \frac{P_i}{An_i} fe_i \quad 3.3$$

Donde :

h = Altura del prisma

b = Dimensión menor del prisma

\overline{fm} = Media de la Resistencia a Compresión de las Pilas

i = Número de pilas

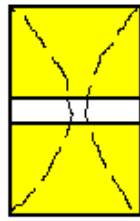
P = Carga que resiste la pila

An = Área de la sección de la pila

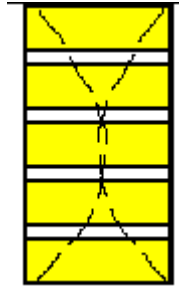
fe = Factor de corrección por esbeltez del prisma.. Ver la siguiente tabla

h/b	1.30	1.5	2	2.5	3.0	4.0	5.0
-----	------	-----	---	-----	-----	-----	-----

f_e	0.75	0.86	1.0	1.04	1.07	1.15	1.22
-------	------	------	-----	------	------	------	------



$h/b = 1.5$



$h/b = 4$

$$f' m_{prueba} = \text{MIN} \begin{cases} \overline{f_m} \\ 1.25 f_{m_{MIN}} \end{cases} \quad 3.4$$

3.5

$$f' m = 0.75 f' m_{prueba}$$

Donde :

$f' m_{prueba}$ = Resistencia a la compresión de la mampostería. De prueba

$f_{m_{MIN}}$ = La menor resistencia a la compresión de la mampostería entre todas las probetas

$f' m$ = Resistencia nominal a compresión de la mampostería

$\overline{f_m}$ = Media de la Resistencia a Compresión de las Pilas

3.2.2.2.- Mampostería – Resistencia nominal a la compresión de la mampostería

tomando en cuenta la resistencia y tipo de las piezas y de los morteros

LA RESISTENCIA NOMINAL A LA COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA (F 'M) BASADA EN LA RESISTENCIA DE LAS PIEZAS Y EL TIPO DE MORTERO SE ESPECIFICAN TANTO PARA PIEZAS DE BARRO COMO PARA BLOQUES DE CONCRETO, CONFORME A LA TABLA 3.2.2.2

PARA PODER UTILIZAR ESTA TABLA, SE DEBEN CUMPLIR CON LOS SIGUIENTES REQUISITOS:

Cuando se realice un diseño por esfuerzos permisibles en su totalidad, se deben ensayar piezas antes de la construcción y durante la construcción por cada 465 m² de área de construcción (muro), de manera que se demuestre que las piezas cumplen con las resistencias establecidas en la Tabla 3.2.2.2.

Alternamente, se pueden hacer pruebas de prismas en lugar de piezas antes de que se inicie la construcción o durante la construcción

El mortero debe cumplir con el tipo y especificaciones establecidos en la Tabla 3.2.2.2.

Cuando se utilicen piezas rellenas con mortero de relleno, el mortero de relleno debe ensayarse conforme a la especificación correspondiente, de manera que se determine su resistencia a la compresión por cada 465 m² de área de construcción (muro).

Pero lo menos de una prueba por proyecto constructivo, de manera que se demuestre que el mortero de relleno cumple con las resistencias establecidas en la Tabla 3.2.2.2.

Tabla 3.2.2.2 Esfuerzo nominal a la compresión de la mampostería (f'm), basado en el esfuerzo a Compresión (f'p) para la pieza.		
Esfuerzo a compresión de la pieza (f'p), psi (Kg/cm ²)	Esfuerzo nominal a compresión de la mampostería (f'm), psi	
Unidades de Arcilla	Mortero tipo M o S	Mortero tipo N
14000 o más (985)	5300 (370)	4400 (310)
12000 (845)	4700 (330)	3800 (265)
10000 (705)	4000 (280)	3300 (230)
8000 (565)	3350 (235)	2700 (190)
6000 (420)	2700 (190)	2200 (155)
4000 (280)	2000 (140)	1600 (115)
Unidades de concreto	Mortero tipo M o S	Mortero tipo N
4800 o más (340)	3000 (210)	2800 (200)
3750 (265)	2500 (175)	2350 (165)
2800 (195)	2000 (140)	1850 (130)
1900 (130)	1500 (105)	1350 (95)
1250 (90)	1000 (70)	950 (65)

Tabla 3.2.2.2.1.

Tipo de Mortero	Proporciones por Volumen		
	Cemento Pórtland	Cal Apagada	Arena
M	1	≤ ¼	3
S	1	½	4 – ½
N	1	1	6
O	1	2	9

Las resistencias a la compresión de las piezas ($f'p$) que se especifican en la Tabla 3.2.2.2 para unidades sólidas de arcilla están referidas a su área gruesa, mientras que para piezas huecas de arcilla éstas están referidas a su área neta mínima.

De manera análoga, las resistencias nominales a la compresión de la mampostería ($f'm$) que se especifican en la Tabla 3.2.2.2 están referidas a su área gruesa para piezas sólidas o totalmente rellenas y a su área neta mínima para piezas huecas o parcialmente rellenas. Se podrá interpolar linealmente entre los valores especificados en esta tabla.

3.2.2.3.- Mampostería – Resistencia a la tensión ($f't$):

No existen pruebas estandarizadas de la ASTM para prismas.

**DE PRUEBAS EXPERIMENTALES (EN ESTADOS UNIDOS) SE HA OBTENIDO
QUE:**

>Bloques o unidades de concreto: $f't = 50-200$ psi (3.5-14.0 Kg/cm²).

>Ladrillos o unidades de arcilla: $f't = f'm/\beta$; $\beta = 10-15$.

LA MAMPOSTERÍA, CON O SIN REFUERZO, PUEDE TOMAR ESFUERZOS DE TENSIÓN BAJO COMBINACIONES DE ESFUERZOS DE FLEXIÓN Y CARGA AXIAL. LOS ESFUERZOS ADMISIBLES A TENSIÓN DE MAMPOSTERÍA QUE NO CUENTE CON REFUERZO NO DEBEN EXCEDER LOS VALORES PRESCRITOS EN LA TABLA 3.2.2.3

Las juntas de mampostería deben estar en hiladas alternadas en cuatrapeado para esfuerzos normales a las juntas verticales. No se permiten esfuerzos de tensión normales en juntas verticales cuando el aparejo es en apilamiento.

LOS VALORES PRESCRITOS SON PARA MUROS EN FLEXIÓN Ó ELEMENTOS SIN REFUERZO A FLEXIÓN CON MORTEROS TIPO M Ó S HECHOS CON CEMENTO PÓRTLAND Y CAL HIDRATADA. ÉSTOS VALORES NO DEBERÁN UTILIZARSE PARA MIEMBROS HORIZONTALES A FLEXIÓN TALES COMO VIGAS Ó APOYOS DE SISTEMAS DE PISO (DINTELES).

Para morteros tipo M o S, hechos con cemento de albañilería, los valores prescritos deberán reducirse en un 40%.

Para mortero tipo N, hecho con cemento Pórtland ó cales hidratadas, los valores especificados deberán reducirse en un 25%.

Para mortero tipo N, hecho con cemento de albañilería, los valores especificados deberán reducirse en un 63%.

Tabla 3.2.2.3. Esfuerzos Admisibles de Tensión, f't, para piezas de arcilla y concreto Unidades: psi (Kg/cm ²).				
<i>Dirección del Esfuerzo a Tensión</i>	Cemento Pórtland / Cal		Cemento Albañilería	
	Mortero M ó S	Mortero N	Mortero M ó S	Mortero N
Normal a Juntas Horizontales				
Piezas Sólidas	40 (2.8)	30 (2.1)	24 (1.7)	15 (1.1)
Piezas Huecas	25 (1.8)	19 (1.3)	15 (1.1)	9 (0.6)
Normal a Juntas Horizontales				
Piezas Sólidas	80 (5.6)	60 (4.2)	48 (3.4)	30 (2.1)
Piezas Huecas	50 (3.5)	38 (2.7)	30 (2.1)	18 (1.3)

3.2.3.- NORMA AMERICANA ACI:

3.2.3.1.- Mampostería – Resistencia a la compresión:

SE DEFINE COMO UNA PRUEBA DE PRISMAS CUANDO SE ENSAYAN TRES PRISMAS Y SE DEBEN UTILIZAR PIEZAS COMPLETAS.

Los prismas se pueden construir con por lo menos dos piezas sobrepuestas (una sola junta) en pilas de piezas huecas.

Se deben construir y ensayar por lo menos tres prismas.

La resistencia a la compresión es el promedio de tres prismas, pero menor que la resistencia a compresión de las piezas.

Para unidades de arcilla (ladrillos): $2 \leq h/b \leq 5$

Para unidades de concreto (bloques): $1.33 \leq h/b \leq 5$

$$f'm = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 \frac{P_i}{An_i} fe_i \quad 3.6$$

fe = Factor de corrección por esbeltez del prisma..

Tabla 3.2.3.1

Unidades de Arcilla (ACI 530, 1-99)							
h/b	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
fe	0.82	0.85	0.88	0.91	0.94	0.97	1.0

Tabla 3.2.3.1.1

Unidades de Concreto (ACI 530, 1-99)					
h/b	1.33	2.0	3.0	4.0	5.0
fe	0.75	1.00	1.07	1.15	1.22

3.2.3.2.- Mampostería – Resistencia nominal a la compresión de la mampostería tomando en cuenta la resistencia y tipo de las piezas y de los morteros

LA RESISTENCIA NOMINAL A LA COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA (F'M) BASADA EN LA RESISTENCIA DE LAS PIEZAS Y EL TIPO DE MORTERO, SE ESPECIFICAN TANTO PARA PIEZAS DE BARRO (TABLA 3.2.3.2) COMO PARA BLOQUES DE CONCRETO (TABLA 3.2.3.2.1).

Para poder utilizar estas tablas, se deben cumplir con los siguientes requisitos:

Las piezas deben cumplir con las normas ASTM C 62, ASTM C 216 o ASTM C 652 y ensayadas conforme a ASTM C 67 para unidades de arcilla, ASTM C 55 o ASTM C 90 y ensayadas conforme a ASTM C 140 para unidades de concreto.

Para piezas rellenas con mortero de relleno, el mortero de relleno debe cumplir uno de los siguientes requisitos: (a) El mortero de relleno cumple con la norma ASTM C 476, (b) La resistencia a la compresión del mortero de relleno (f'_j) es igual o mayor a f'_m , pero en ningún caso $f'_j \geq 2000$ psi ($f'_j \geq 140.8$ Kg/cm²), determinándose la resistencia a compresión del mortero de relleno.

El espesor de las juntas horizontales de mortero no excede de 5/8" (1.6 cm).

Tabla 3.2.3.2. Resistencia a compresión de la mampostería, basada en al resistencia a compresión de las Piezas de arcilla y del tipo de mortero utilizado en la construcción.		
Resistencia a la compresión de piezas de arcilla (f'p) con base en área neta; psi (Kg/cm ²)		Resistencia a compresión de la mampostería (f'm) con base en área neta; psi (Kg/cm ²)
Mortero tipo M o S	Mortero tipo N	
2400 (170)	3000 (210)	1000 (70)
4400 (310)	5500 (390)	1500 (105)
6400 (450)	8000 (560)	2000 (140)
8400 (590)	10500 (740)	2500 (175)
10400 (730)	13000 (915)	3000 (210)
12400 (870)	---	3500 (245)
14400 (1015)	---	4000 (280)

Tabla 3.2.3.2.1. Resistencia a compresión de la mampostería, basada en al resistencia a compresión de los Bloques de concreto y del tipo de mortero utilizado en la construcción.		
Resistencia a la compresión de bloque de concreto (f'p) con base en área neta; psi (Kg/cm ²).		Resistencia a compresión de la mampostería (f'm) con base en área neta; psi (Kg/cm ²).
Mortero tipo M o S	Mortero tipo N	
1250 (90)	1300 (90)	1000 (70)
1900 (135)	2150 (150)	1500 (105)
2800 (200)	3050 (215)	2000 (140)
3750 (265)	4050 (285)	2500 (175)
4800 (340)	5250 (370)	3000 (210)

Nota.- Para piezas con altura menor a 4 in (10.14 cm), se tomará 85 % del valor especificado para f'm

3.2.3.3.- Mampostería – Resistencia a la –tensión:

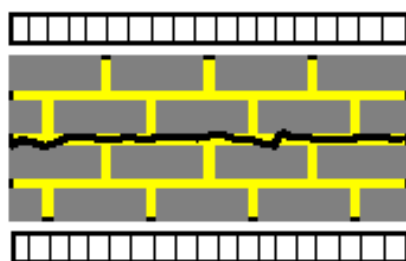
LOS ESFUERZOS ADMISIBLES A TENSIÓN DEBIDA A FLEXIÓN FUERA DEL PLANO PRINCIPAL DEL ELEMENTO DE MAMPOSTERÍA ESTÁN DADOS EN LA TABLA 3.2.3.3. SI LA MAMPOSTERÍA ESTÁ SUJETA A UN ESTADO DE TENSIÓN AXIAL, NO EXISTIRÁN ESFUERZOS PERMISIBLES DE TENSIÓN.

Tabla 3.2.3.3. Esfuerzos Admisibles de Tensión, Ft, para piezas de arcilla y concreto. Unidades: psi (Kg/cm ²).				
Dirección del Esfuerzo a Tensión	Cemento Pórtland / Cal		Cemento Albañilería y Cemento Pórtland / Cal con inclusores de aire	
	Mortero M ó S	Mortero N	Mortero M ó S	Mortero N
Normal a Juntas Horizontales				
Piezas Sólidas	40 (2.8)	30 (2.1)	24 (1.7)	15 (1.1)
Piezas Huecas	25 (1.8)	19 (1.3)	15 (1.1)	9 (0.6)

Piezas completamente rellenas con mortero	68 (4.8)	58 (4.1)	41 (2.9)	26 (1.8)
Normal a Juntas Horizontales				
Piezas Sólidas	80 (5.6)	60 (4.2)	48 (3.4)	30 (2.1)
Piezas Huecas	50 (3.5)	38 (2.7)	30 (2.1)	19 (1.3)
Piezas completamente rellenas con mortero	80 (5.6)	60 (4.2)	48 (3.4)	30 (2.1)

EN LA TABLA 3.2.3.3, LOS ESFUERZOS ADMISIBLES DE TENSIÓN PARA MAMPOSTERÍA CON PIEZAS PARCIALMENTE RELLENAS PUEDEN OBTENERSE MEDIANTE LA INTERPOLACIÓN LINEAL DE LOS VALORES ESTABLECIDOS PARA PIEZAS TOTALMENTE HUECAS Y PIEZAS HUECAS TOTALMENTE RELLENAS CON MORTERO DE RELLENO.

Tensión normal a las juntas horizontales



Tensión normal a las juntas verticales



a) Piezas fuertes



b) Piezas débiles

3.2.4.- NORMA COLOMBIANA NSR:

3.2.4.1.- Nomenclatura:

f'_m = Resistencia nominal a la compresión de la mampostería. Mpa (kg/cm^2)

f'_{cr} = Resistencia a la compresión del mortero de relleno. Mpa (kg/cm^2)

f'_{cu} = Resistencia compresión unidad de mampostería, sobre su área neta. Mpa (kg/cm^2)

f'_{cp} = Resistencia a la compresión del mortero de pega. Mpa (kg/cm^2)

h = Altura de la unidad de mampostería, en mm

r = Relación entre área neta y área bruta de unidades de mampostería. Adimensional.

k_p = Factor de corrección por absorción de la unidad. Es adimensional

$k_p = 1.4$. Para piezas de concreto

$k_p = 0.8$. Para piezas de arcilla

R_m = Parámetro para obtener f'_{cm}

3.2.4.2.- Mortero de Pega:

LOS MORTEROS DE PEGA TIENEN QUE TENER BUENA PLASTICIDAD, CONSISTENCIA Y SER CAPACES DE RETENER EL AGUA MÍNIMA PARA LA HIDRATACIÓN DEL CEMENTO, Y ADEMÁS GARANTIZAR SU ADHERENCIA CON LAS UNIDADES DE MAMPOSTERÍA PARA GARANTIZAR SU ACCIÓN CEMENTANTE. VER TABLA 3.2.4.2.

TABLA 3.2.4.2. CLASIFICACIÓN DE LOS MORTEROS, CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS Y DOSIFICACIÓN EN PARTES POR VOLUMEN					
MORTERO TIPO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN f'_{cp} , MPA (KG/CM ²)	CEMENTO PÓRTLAND	CAL HIDRATADA	ARENA / MATERIAL CEMENTANTE	
				MIN	MÁX.
M	17,5 (175)	1	0,25	2,25	3,0
		1	NO APLICA	2,25	2,5
S	12,5 (125)	1	0,25 A 0,5	2,50	3,5
		0,5	NO APLICA	2,50	3,0
N	7,5 (75)	1	0,50 A 1,25	3,00	4,5
		0	NO APLICA	3,00	4,0

La resistencia a la compresión se mide a los 28 días sobre probetas tomadas en cubos de 50 mm de lado

3.2.4.3.- Mortero de Relleno o de Inyección:

Deben ser de buena consistencia y con fluidez suficiente para penetrar en las celdas de inyección sin segregación.

3.2.4.3.1.- Resistencia a la compresión del mortero de relleno o de inyección (f'_{cr}):

La resistencia f'_{cr} debe medirse sobre probetas tomadas en las celdas de las unidades huecas o en prismas de unidades dispuestas convenientemente, con uso de papel permeable

que permita la transferencia de agua entre el mortero de relleno y las unidades de mampostería, impidiendo su adherencia.

O también se puede medir la resistencia a la compresión a los 28 días sobre probetas tomadas en cilindros de 75 mm de diámetro por 150 mm de altura. Tabla 3.2.4.3.1.

Talla 3.2.4.3.1. Clasificación y Dosificación por Volumen de los Morteros de Relleno					
Tipo De Mortero	Cemento Portland	Agregados / Cemento			
		Fino		Grueso (tamaño < 10mm)	
		Min.	Máx.	Min.	Máx.
Fino	1	2,25	3,5	--	--
Grueso	1	2,25	3,0	1,0	2,0

La resistencia a la compresión del mortero de relleno tiene que tener como valor máximo 1,5 veces f'_{cm} y como valor mínimo 1,2 veces f'_{cm} . Pero en ningún caso la resistencia a la compresión a los 28 días puede ser menor a 10 MPa.

3.2.4.4.- Piezas o unidades de Mampostería (f'_{cu}):

Las unidades de mampostería que se utilicen en las construcciones de mampostería estructural pueden ser de concreto, arcilla cocida, sílico calcáreas o de piedra.

Según el tipo de mampostería estructural y según el tipo de refuerzo, las unidades pueden ser de perforación vertical, de perforación horizontal o sólidas, de acuerdo con la posición normal de la pieza en el muro.

3.2.4.4.1.- Dimensiones de las celdas y paredes:

El área de las celdas verticales de la pieza de mampostería en posición normal, no puede ser mayor que el 65% del área de la sección transversal. Las celdas verticales y horizontales continuas en donde se coloque refuerzo no pueden tener una dimensión menor de 50 mm, ni menos de 3000 mm² de área.

3.2.4.5.- Mampostería – Resistencia a la compresión (f'_{cm}):

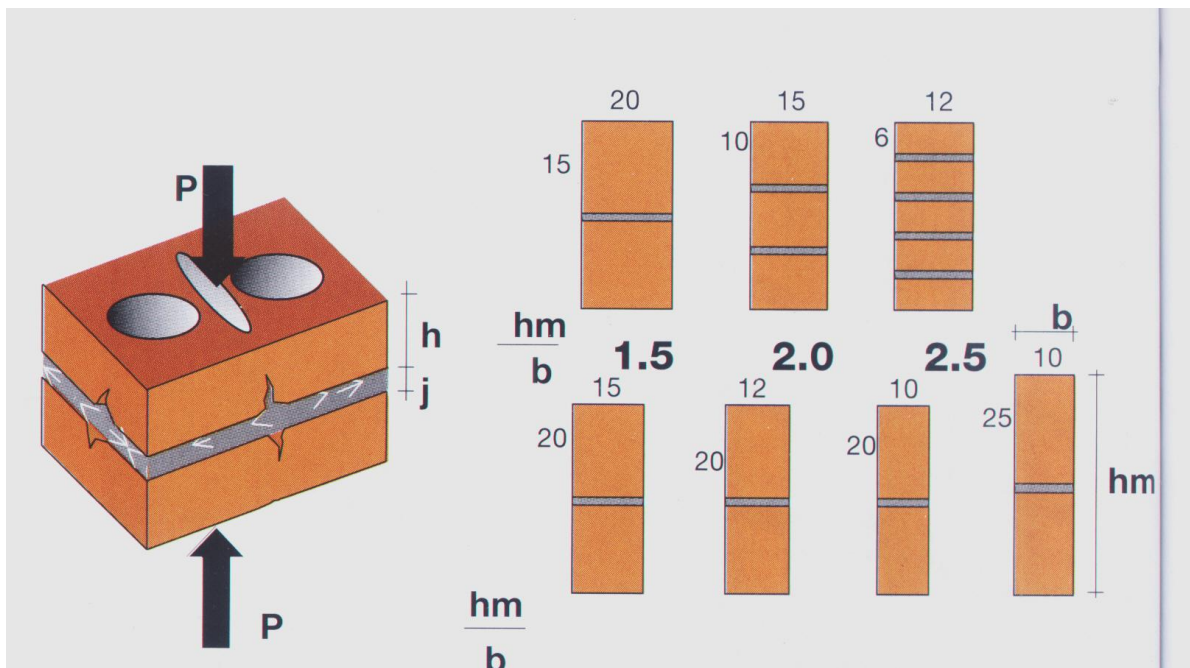
El valor para la resistencia a compresión de la mampostería f'_{cm} se debe determinar de acuerdo con uno de los siguientes procedimientos:

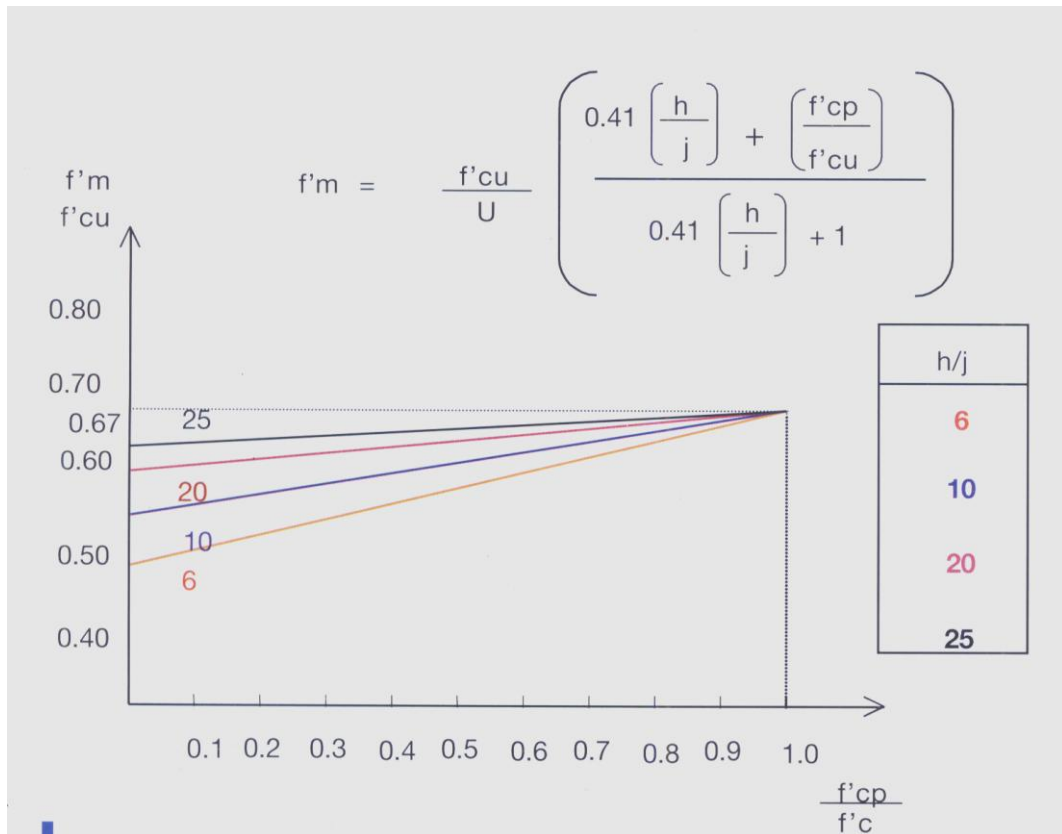
- a) *Procedimiento I.*- Por determinación experimental sobre muretes de prueba
- b) *Procedimiento II.*- Por medio de registros históricos
- c) *Procedimiento III.*- Por medio de ensayos sobre materiales individuales

a) *Procedimiento I.*- Por medio de muretes de prueba:

- El valor de f'_{m} para una muestra debe ser el promedio obtenido de 3 muretes de igual procedencia, pero no debe ser mayor del 125% del menor valor obtenido en los ensayos.
- Área para determinación de los esfuerzos.- El valor de cada ensayo se obtiene de dividir la carga última obtenida por el área neta de la mampostería que tiene el murete ensayado.
- Dimensiones de los muretes.- Deben tener un mínimo de 300 mm de altura y una relación altura-ancho mayor de 1,5 y menor de 5. Los muretes de mampostería de ladrillo deben tener al menos 100 mm de largo.
- Corrección por esbeltez.- El valor de f'_{m} debe corregirse multiplicándolo por el factor de corrección por esbeltez del murete dado en la Tabla 3.2.4.5:

Relación altura / espesor Del Murete	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
Factor de corrección	0,86	1,0	1,04	1,07	1,15	1,22





b) Procedimiento II.- Por medio de registros históricos:

Cuando existan registros históricos confiables y suficientes de resultados de ensayos de muestras de muretes de construcciones anteriores realizadas con los materiales especificados para la obra, llevadas a cabo con similares proceso técnicos y de supervisión, en caso de que el coeficiente de variación de los resultados sea inferior o igual al 30%, se permite seleccionar el valor de $f'm$ con base en estos registros, según el número de resultados de ensayos registrados y de acuerdo con:

- Más de 30 ensayos históricos.- Cuando el número de resultados de ensayos de muestras registradas, sea superior o igual a 30, se puede seleccionar $f'm$ como el 75% del valor promedio de los resultados del registro.
- Entre 10 y 30 ensayos históricos.- Cuando el número de resultados de ensayos de muestras registradas sea de 10 a 30, se puede seleccionar $f'm$ como el 70% del valor promedio de los resultados del registro.

- Menos de 10 ensayos históricos.- Cuando el número de pruebas registradas, con tres o más muretes por prueba, sea inferior a 10, no se pueden utilizar los registros históricos para la selección de $f'm$

c) *Procedimiento III.*- Por medio de ensayos sobre materiales individuales.- El valor de $f'm$ basado en la calidad de los materiales se puede determinar con base en una correlación apropiada de la calidad de los materiales empleados. En ausencia de tal correlación, el valor de $f'm$ se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$Rm = \left[\frac{2 * h}{75 + 3 * h} \right] f.'cu + \left[\frac{50 * kp}{75 + 3 * h} \right] f.'cp \leq 0.8 * f.'cu \quad 3.7$$

$$f.'m = 0.75 * Rm \quad 3.8$$

Donde :

Rm = Parámetro para obtener $f'm$

h = Altura de la unidad de mampostería, en mm

$f'cu$ = Resistencia compresión unidad mampostería, sobre su área neta. Mpa (kg/cm²)

$f'cp$ = Resistencia a la compresión del mortero de pega. Mpa (kg/cm²)

$f'm$ = Resistencia nominal a la compresión de la mampostería. Mpa (kg/cm²)

kp = 0.8. Para piezas de arcilla

3.2.4.6.- Mampostería – Resistencia a la compresión ($f'm$) cuando las celdas están rellenas de mortero de inyección – Basada en la calidad de los materiales:

EN LA MAMPOSTERÍA DE CAVIDAD REFORZADA O DE PERFORACIÓN VERTICAL, INYECTADA CON MORTERO DE RELLENO, SE PUEDE OBTENER EL VALOR DE $f'm$ POR MEDIO DE LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$f.'m = 0.75[r * Rm + 0.9(1 - r)f.'cr] \leq 0.94 * Rm$$

Donde :

3.9

$f'm$ = Resistencia nominal a la compresión de la mampostería. Mpa (kg/cm²)

$f'cr$ = Resistencia a la compresión del mortero de relleno. Mpa (kg/cm²)

Rm = Parámetro para obtener $f'm$

r = Relación entre el área neta y el área bruta de las unidades de ladrillo de mampostería.
Adimensional.

3.2.4.7.- Mampostería – Resistencia a la Tensión

La mampostería no resiste esfuerzos de tracción

3.2.4.8.- Mampostería – Módulo de Elasticidad (Em):

El valor para el módulo de elasticidad de la mampostería se debe establecer por medio de ensayos de laboratorio de muretes fabricados y ensayados, según se ha dicho anteriormente.

Y se obtendrá determinando la pendiente de la secante de la curva esfuerzo-deformación obtenida en el ensayo.

La pendiente de la secante va desde $0,05 \cdot f'_{cm}$ hasta $0,33 \cdot f'_{cm}$.

Los registros históricos del módulo de elasticidad, determinado experimentalmente para proyectos en construcción, pueden utilizarse en diseños posteriores de obras con materiales similares.

En ausencia de los valores experimentales, pueden emplearse los siguientes:

$$\text{- Para mampostería de concreto: } E_m = 750 \cdot f'_{cm} \leq 14000 \text{ MPa (140000 Kg/cm}^2\text{)} \quad 3.10$$

$$\text{- Para mampostería de arcilla: } E_m = 500 \cdot f'_{cm} \leq 10000 \text{ MPa (100000 Kg/cm}^2\text{)} \quad 3.11$$

Donde:

E_m = Módulo Elasticidad de la mampostería

f'_{cm} = Resistencia a compresión de la mampostería

3.2.4.9.- Mortero de relleno – Módulo de Elasticidad (Er):

El valor para el módulo de elasticidad del mortero de relleno se debe establecer por medio de ensayos de laboratorio de cilindros, indicados anteriormente.

En ausencia de valores experimentales se puede emplear la siguiente expresión:

$$E_r = 4000 \sqrt{f'_{cr}} \leq 20000 \text{ MPa (200000 Kg / cm}^2\text{)} \quad 3.12$$

Donde :

E_r = Módulo de Elasticidad del mortero de relleno

f'_{cr} = Resistencia a la compresión del mortero de relleno. Mpa (Kg/cm²)

3.2.4.10.- Módulo de cortante (Gm - Gr):

Para los módulos de cortante se deben tomar los siguientes valores:

- Mampostería: $Gm = 0.4 * Em$ 3.13
- Mortero de Relleno: $Gr = 0.5 * Er$ 3.14

Donde :

Gm = Módulo de corte de la mampostería

Em = Módulo de elasticidad de la mampostería

Gr = Módulo de corte del Mortero de relleno

Er = Módulo de elasticidad del Mortero de relleno

3.2.5.- NORMAS INEN 873 – ARENA NORMALIZADA:

3.2.5.1.- Arena Normalizada: Debe ser graduada según la Tabla 3.2.5.1.

Tabla 3.2.5.1

TAMIZ (No.)	PORCENTAJE RETENIDO ACUMULADO
1.18 mm (16)	Ninguno
850 μ m (20)	15 máximo
600 μ m (30)	95 a 100

3.2.5.2.- Arena Normalizada Graduada: Debe ser graduada según la Tabla 3.2.5.2.

Tabla 3.2.5.2

TAMIZ (No.)	PORCENTAJE RETENIDO ACUMULADO
1.18 mm (16)	Ninguno
600 μ m (30)	15 máximo
425 μ m (40)	95 a 100
300 μ m (50)	15 máximo
150 μ m (100)	95 a 100

3.2.6.- NORMAS INEN 155 – CEMENTOS, PREPARACIÓN DE PASTAS Y MORTEROS DE CONSISTENCIA PLÁSTICA. MÉTODO MECÁNICO:

3.2.6.1.- Procedimiento para la obtención de morteros:

Colocar la paleta mezcladora y el recipiente de mezclado en la posición de trabajo cuidando que estén limpios y secos.

Verter toda el agua de amasado en el recipiente, agregar todo el cemento requerido y mezclar durante 30 segundos haciendo funcionar la mezcladora a la velocidad lenta.

Agregar lentamente toda la arena requerida en un período de 30 segundos, mientras se mezcla a la velocidad lenta.

Seguidamente, cambiar a la velocidad rápida y mezclar durante 30 segundos.

Detener la mezcladora por 90 segundos; durante los primeros 15 segundos arrastrar con la espátula todo el mortero adherido a la pared del recipiente hacia el fondo y tapar el recipiente durante los 75 segundos restantes.

Mezclar durante 60 segundos, haciendo funcionar la mezcladora a la velocidad rápida.

EN CASO DE QUE EL MORTERO REQUIERA UN NUEVO PERÍODO DE MEZCLADO, DE ACUERDO A LO ESTABLECIDO EN LAS NORMAS DE ENSAYO RESPECTIVAS, EL MATERIAL ADHERIDO A LA PARED DEL RECIPIENTE DEBE ARRASTRARSE RÁPIDAMENTE CON LA ESPÁTULA HACIA EL FONDO EN 15 SEGUNDOS, ANTES DE INICIAR EL MEZCLADO ADICIONAL.

3.2.7.- NORMAS INEN 488 – CEMENTOS, DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE MORTEROS EN CUBOS DE 50 mm DE ARISTA

3.2.7.1.- Moldes de los Cubos:

Los moldes para los cubos de 50 mm de arista no deben tener mas de 3 compartimentos ni ser separables en no más de dos partes, las cuales deber quedar firmemente ajustadas al ensamblarse.

La altura de los moldes, medida separadamente para cada compartimiento cúbico, debe ser de 50 mm.

3.2.7.2.- Preparación de los Cubos:

Cubrir las caras interiores de los moldes con una capa delgada de aceite o grada liviana.

Ensamblar los moldes y eliminar el exceso de grasa de las caras interiores y de la superficie superior e inferior de cada molde.

3.2.7.3.- Dosificación de los morteros:

Las proporciones, en masa, de los materiales secos del mortero normalizado deben ser una parte de cemento a 2,75 partes de arena normalizada gradada.

**SÉ DEBER USAR UNA RELACIÓN AGUA-CEMENTO DE 0.485 PARA TODOS
LOS CEMENTOS PÓRTLAND.**

El amasado deber hacerse mecánicamente según el procedimiento descrito en la norma INEN 155; al final de la cual se arrastra rápidamente el material adherido a las paredes del recipiente y a la paleta hacia el fondo.

3.2.7.4.- Cálculos:

La resistencia a la compresión de morteros en cubos de 50 mm de arista se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$R_c = \frac{C_t}{A} \quad 3.15$$

R_c = Resistencia a la compresión, en Mpa (Kg/cm²)

C_t = Carga total máxima de falla, en N (Tn ó Kg)

A = Área nominal de la sección transversal del cubo en mm²

Si el área real de la sección transversal del cubo varía en más del 5% del área nominal de 2500 mm², el cálculo debe hacerse en función del área real.

3.2.8.- NORMAS ASTM C-270 – ESPECIFICACIÓN PARA MORTEROS DE MAMPOSTERÍA (Empleada para morteros prefabricados INTACO)

3.2.8.1.- Granulometría de la Arena:

- Los granos varían de 2.36 mm (alto) a 0.09 mm (bajo) y se añade filler o talco (menor a 0.09 mm).
- Está dividido en 6 fracciones entre estos rangos.
- No usar agregado mayor a 2.36 mm.

3.2.8.2.- Proporción Cemento-Arena:

Para este tipo de mortero, nunca menor de 2 ¼ ni más de 3 veces de volumen de arena por 1 volumen de cemento

3.2.8.3.- Requerimientos que debe cumplir el mortero. Tabla 3.2.8.3:

Tabla 3.2.8.3. Requerimientos para Morteros de Mampostería			
Tipo	Resistencia Mínima a la Compresión A los 28 días. Psi (MPa)	Retención Mínima de Agua (%)	Contenido Máximo de Aire. (%)
M	2500 (17.2)	75	18
S	1800 (12.4)	75	18
N	750 (5.2)	75	20
O	350 (2.4)	75	20

3.3.- ENSAYOS DE LABORATORIO (Ver Anexo A.3.).- A continuación se presenta una breve descripción de todos los ensayos realizados.

En laboratorio se realizaron los siguientes ensayos:

- Compresión Ladrillos
- Compresión Morteros
- Compresión Pilas y Muretes de Mampostería

3.3.1.- Ensayo de Compresión Simple de Ladrillos.- El ensayo se lo realiza para determinar la resistencia a la compresión de los ladrillos; de tal manera que a unos se los aplicó capping y a otros no, para determinar la variación en la resistencia.

Ensayo de Ladrillos sin aplicar capping.- Se ensayaron probetas sin el capping, es decir a éstas se las pesó, se tomaron dimensiones y se las aplicó carga hasta su rotura.

Ensayo de Ladrillos aplicando capping.- Se tomaron probetas y se las aplicó el capping así: Para la preparación de éste capping se mezcló ladrillo en polvo con azufre en polvo para luego colocar la mezcla en un recipiente y aplicarla fuego hasta obtener una mezcla diluida y espesa (*enseguida se endurece*).

Así entonces ésta mezcla se aplica a la superficie de los ladrillos para luego colocarlos en la máquina de compresión simple y aplicarlos carga hasta su rotura

3.3.2.- Ensayo de Compresión Simple de Morteros.- Éste ensayo se los realiza para determinar la resistencia a la compresión de los morteros. En primer lugar se prepararon o se fundieron dos tipos de morteros; el tradicional y el prefabricado de Intaco.

Ensayo de Mortero Tradicional.- Éste ensayo consiste en fabricar una mezcra de mortero consistente y homogénea entre cemento y arena granulada con proporción 1:3 según las normas, mas la adición de agua. Cabe mencionar que se utilizó arenas provenientes de Píntag y Pomasqui

Éstos materiales fueron mezclados en una concreteira, para luego tomar varias muestras de cubos de mortero de 50 mm de lado en moldes especiales. Así, éstos cubitos se los cura en agua y se los rompe a los 28 días

Ensayo de Mortero Prefabricado.- Para éste ensayo se fundieron cubitos prefabricados de mortero de Intaco.

La elaboración de estos morteros consistió en simplemente añadir de 6 a 7 litros de agua por cada saco de mortero de 40 kg. Cabe mencionar que se emplearon dos morteros prefabricados; el llamado mortero “M” y el “Pegabloq”.

De igual manera se empleó una concretera, se tomaron muestras en moldes, se curó a los cubitos de mortero y se los rompió a los 28 días de ser fundidos

3.3.3.- Ensayo de Compresión de Pilas y Muretes de Mampostería.- El ensayo de compresión de pilas de mampostería se lo realiza para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería y su módulo de elasticidad. Así mismo el ensayo de muretes de mampostería se lo realiza con el objeto de determinar la resistencia al corte de la mampostería y su módulo de corte.

Ensayo de Compresión de Pilas de Mampostería.- El objetivo es obtener la resistencia a la compresión de la mampostería de ladrillo y el módulo de elasticidad. Previa la fundición de las pilas de mampostería se preparó el capping para corregir la superficie de contacto donde se aplica la carga y evitar concentración de esfuerzos.

Para éste ensayo se fabricaron pilas de mampostería de 5, 4 y 3 hiladas. Es decir que para la fundición de éstas pilas de mampostería se emplearon los ladrillos con mortero de pega. Los ladrillos se los prepara colocándolos en agua previa su fundición para luego unirlos entre sí mediante mortero.

Cabe mencionar que se utilizó tanto el mortero tradicional como el prefabricado

Finalmente las pilas de mampostería se las ensaya a compresión simple a los 28 días de ser fundidas, pero previamente se las pesa, se toma sus dimensiones y se las prepara colocando y ajustando un armazón metálico que posee un comparador con el objeto de medir la deformación de la pila de mampostería bajo la aplicación de una carga axial

Ensayo de Compresión de Muretes de Mampostería.- El objetivo es obtener la resistencia al corte de la mampostería de ladrillo y su módulo de corte.

Para éste ensayo se fabricaron muretes cuadrados de mampostería de un ladrillo y medio como longitud de lado del murete..

Para la fundición de éstos muretes se emplearon los ladrillos con mortero de pega. Los ladrillos se los prepara colocándolos en agua previa su fundición para luego unirlos entre sí mediante mortero.

Finalmente los muretes se las ensaya en forma diagonal a compresión simple a los 28 días de ser fundidos, pero previamente se los pesa, se toma sus dimensiones y se los prepara colocando y ajustando un armazón metálico que posee un comparador con el objeto de medir la deformación del murete de mampostería bajo la aplicación de una carga axial en la diagonal del murete

3.4.-RESUMEN DE LAS RESISTENCIAS DE: LADRILLOS – MORTEROS – MAMPOSTERÍA:

3.4.1.- RESISTENCIA PROMEDIO DE LADRILLOS:

Resistencia Compresión Piezas Ladrillo sin CAPPING	
Carga Promedio =	43,4 Tn
Resistencia Promedio =	186,7 Kg/cm ²

Resistencia Compresión Piezas Ladrillo con CAPPING	
Carga Promedio =	54,8 Tn
Resistencia Promedio =	237,5 Kg/cm ²



3.4.2.- RESISTENCIA PROMEDIO DE MORTERO TRADICIONAL:

Resistencia Compresión Cubos de Mortero Tradicional		
	Con Arena Píntag	Con Arena Pomasqui
Carga Promedio =	5,6 Tn	3,5 Tn
Resistencia Promedio =	216,5 Kg/cm ²	133,7 Kg/cm ²

3.4.3.- RESISTENCIA PROMEDIO MORTERO PREFABRICADO INTACO:

Resistencia Compresión Cubos de Mortero Intaco		
	Mortero “ M ”	Pegabloq
Carga Promedio =	6,0 Tn	1,5 Tn
Resistencia Promedio =	230,3 Kg/cm ²	56,4 Kg/cm ²



3.4.4.- RESISTENCIAS DE MAMPOSTERÍA DE LADRILLO HECHA CON MORTERO TRADICIONAL:

Carga Promedio Mampostería	
(Con Arena Píntag)	22,7 Tn
(Con Arena Pomasqui)	19,9 Tn
Promedio	21,3 Tn

Resistencia a Compresión Mampostería. f 'm	
(Con Arena Píntag)	101,1 Kg/cm ²
(Con Arena Pomasqui)	88,7 Kg/cm ²
Promedio	94,9 Kg/cm ²

Resistencia al Corte Mampostería	
(Con Arena Píntag)	2,8 Kg/cm ²
(Con Arena Pomasqui)	1,9 Kg/cm ²
Promedio	2,4 Kg/cm ²

3.4.5.- MÓDULO DE ELASTICIDAD Y DE CORTE DE MAMPOSTERÍA DE LADRILLO HECHA CON MORTERO TRADICIONAL:

Módulo Elasticidad Mampostería. Em	
(Con Arena Píntag)	50526,9 Kg/cm ²
(Con Arena Pomasqui)	44358,8 Kg/cm ²
Promedio	47442,8 Kg/cm²

Módulo Corte Mampostería. Gm	
(Con Arena Píntag)	20210,7 Kg/cm ²
(Con Arena Pomasqui)	17743,5 Kg/cm ²
Promedio	18977,1 Kg/cm²

3.4.6.- RESISTENCIAS DE MAMPOSTERÍA DE LADRILLO HECHA CON MORTERO PREBABRICADO INTACO:

Carga Promedio Mampostería	
Mortero "M"	33,0 Tn
Pegabloq	32,8 Tn
Promedio	32,9 Tn

Resistencia a Compresión Mampostería. f 'm	
Mortero "M"	137,1 Kg/cm ²
Pegabloq	125,4 Kg/cm ²
Promedio	131,2 Kg/cm²



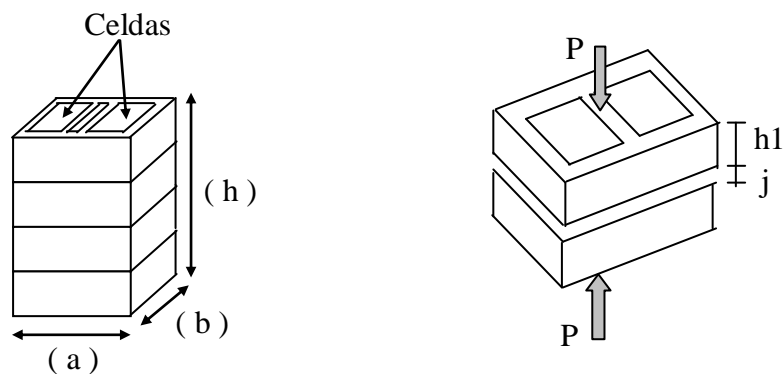
3.4.7.- MÓDULO DE ELASTICIDAD Y DE CORTE DE MAMPOSTERÍA DE LADRILLO HECHA CON MORTERO PREBABRICADO INTACO:

Módulo Elasticidad Mampostería. Em

Mortero "M"	68539,2 Kg/cm ²
Pegabloq	62684,0 Kg/cm ²
Promedio	65611,6 Kg/cm ²

Módulo Corte Mampostería. Gm	
Mortero "M"	27415,7 Kg/cm ²
Pegabloq	25073,6 Kg/cm ²
Promedio	26244,6 Kg/cm ²

3.4.8.- RELACIÓN ESBELTEZ EN PILAS DE MAMPOSTERÍA:



Mortero Tradicional	
Hiladas	5
h / b	2,9
h1 / j	9,2

Mortero Tradicional	
Hiladas	4
h / b	2,3
h1 / j	9,9

Mortero Prefabricado	
Hiladas	4
h / b	2,3
h1 / j	10

Mortero Prefabricado	
Hiladas	3
h / b	1,7
h1 / j	11,3

3.5.- CONCLUSIONES:

⇒ Resistencia Compresión Ladrillo:

En laboratorio = 235 Kg/cm²

N. Mexicana: $f_p = 200 \text{ Kg/cm}^2$

N. Colombiana: $f'_{cu} > 180 \text{ Kg/cm}^2$

⇒ Resistencia Compresión Mortero:

En laboratorio (tradicional) = 210 Kg/cm^2

En laboratorio (prefabricado) = 230 Kg/cm^2

N. Mexicana: $f_j = 125 \text{ Kg/cm}^2$

N. Colombiana: $f'_{cp} = 175 \text{ Kg/cm}^2$

⇒ Resistencia Compresión Mampostería:

En laboratorio (tradicional) = 100 Kg/cm^2

En laboratorio (prefabricado) = 135 Kg/cm^2

N. Mexicana: $f_m = 94 \text{ Kg/cm}^2$

N. Colombiana (tradicional): $f'_m = 92 \text{ Kg/cm}^2$

N. Colombiana (prefabricado): $f'_m = 98 \text{ Kg/cm}^2$

⇒ Resistencia Cortante Mampostería:

En laboratorio (tradicional) = $2,4 \text{ Kg/cm}^2$

N. Mexicana: $v_m = 3 \text{ Kg/cm}^2$

N. Colombiana = $2 - 5 \text{ Kg/cm}^2$

⇒ Módulo Elasticidad Mampostería (E_m):

En laboratorio (tradicional) = 50.000 Kg/cm^2

En laboratorio (prefabricado) = 68.000 Kg/cm^2

N. Mexicana: $E_m = 600 \cdot f_m$

N. Colombiana: $E_m = 500 \cdot f'_m$

⇒ Módulo Corte Mampostería (G_m):

En laboratorio (tradicional) = 18.000 Kg/cm^2

En laboratorio (prefabricado) = 27.000 Kg/cm^2

N. Mexicana: $G_m = 0,4 \cdot E_m$

N. Colombiana: $G_m = 0,4 \cdot E_m$

* Realizando una comparación entre los resultados obtenidos en laboratorio con los valores mínimos y/o permisibles de las normas; es importante manifestar que la mampostería de ladrillo ensayada y que se utilizará como mampostería armada cumple con todos los requerimientos de resistencias y módulos, puesto que tanto las piezas de ladrillo como los morteros cumplen con calidad y resistencia especificadas.

* Respecto del ensayo de compresión de mampostería es importante decir que mientras se construyan pilas con mayor número de hiladas la resistencia de la mampostería baja, puesto que la presencia de esbeltez aumenta y por ende el factor de corrección. Por tal razón se recomienda hacer este ensayo con 3 y 4 hiladas

* Es importante decir que la resistencia a compresión de la mampostería f'_{cm} depende directamente de la resistencia del mortero y ladrillo. Por tal razón éstos deben cumplir los valores mínimos permisibles de las normas y además cabe recomendar que la resistencia del mortero debe ser lo más próxima a la del ladrillo o incluso algo mayor.

* En los ensayos de compresión el mortero falla antes que el ladrillo, puesto que éste sufre esfuerzos axiales de manera que tiende a salirse de la junta, provocando la falla por tracción en el ladrillo

* En el ensayo de compresión de la mampostería se observa que se produce una falla vertical en la mitad de las caras de la pila ensayada. Éste efecto nos permite comprobar en la práctica la teoría de que la mampostería falla por el efecto de que el mortero tiende a liberarse de la junta traccionando al ladrillo

CAPÍTULO 4

4.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL

(MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA)

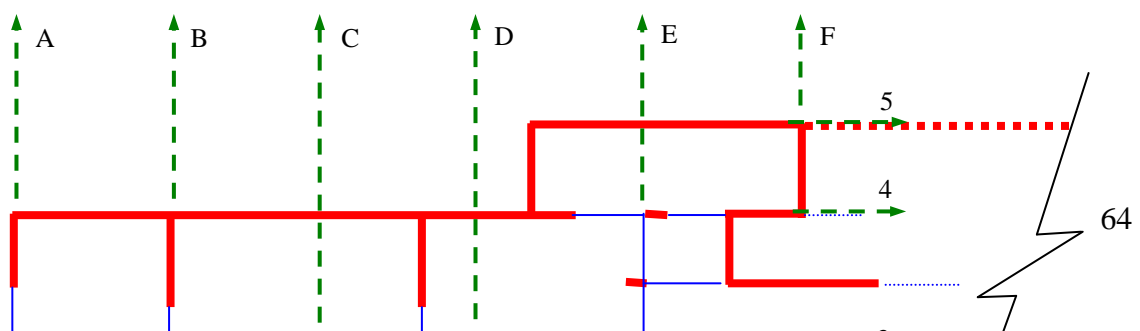
4.1.- GENERALIDADES:

Una vez ya determinadas experimentalmente todas las propiedades mecánicas de la Mampostería de Ladrillo Estructural, se pretende modelar una edificación en un programa computacional.

Así entonces, a manera de una aplicación o ejemplo práctico se diseñó arquitectónicamente una edificación según las siguientes características:

- Es una edificación de seis plantas
- Tiene una planta baja, cuatro de entrepiso y una de cubierta
- La estructura está concebida de paredes portantes de mampostería de ladrillo armado, vigas de enlace y losas macizas
- Tiene un bloque central e independiente de la estructura, que es para escaleras

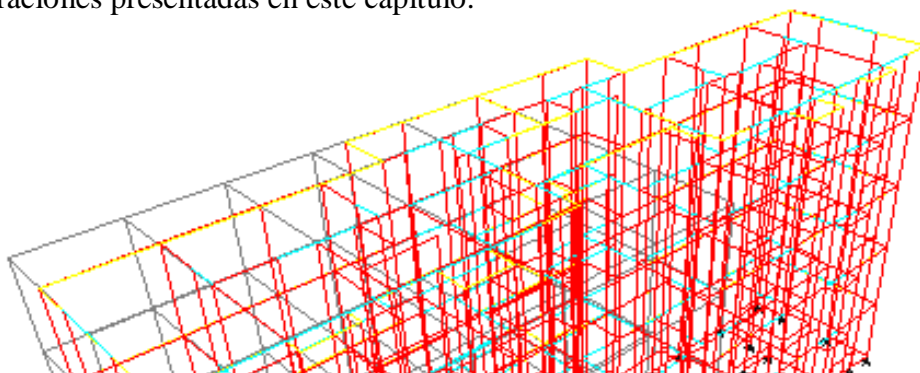
4.1.1.- Vista en planta de la Edificación:



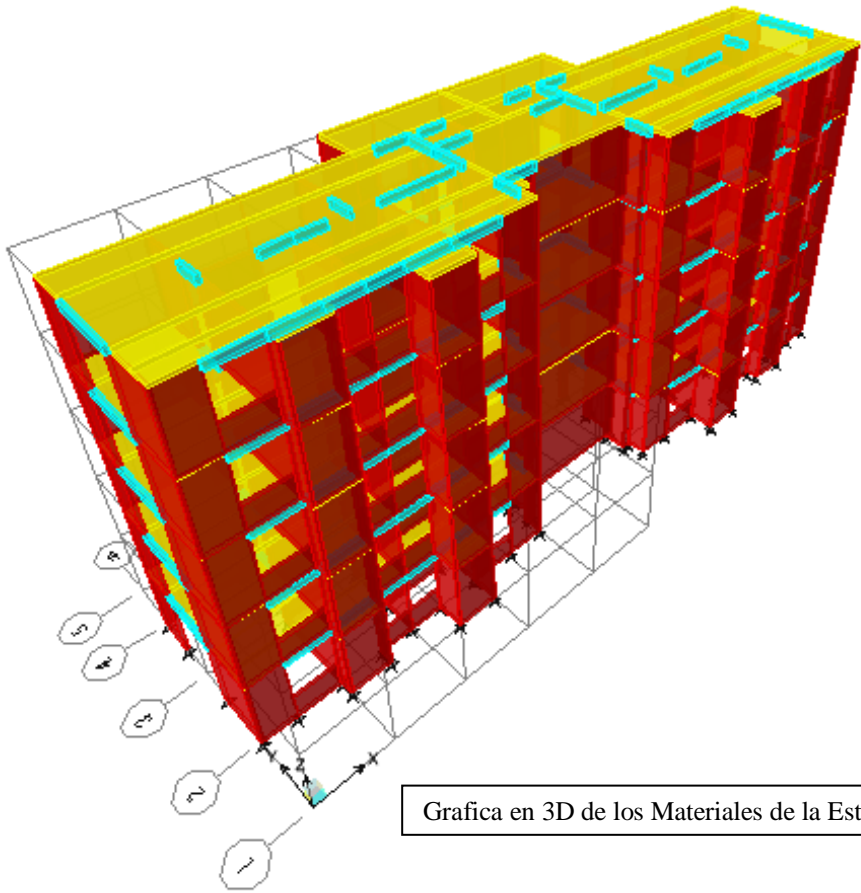
4.2.- MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA: Se realizó un modelo de una estructura espacial con muros estructurales adecuadamente dispuestos en el programa computacional de análisis de estructuras Etabs (versión 8.2.6).

Para esto se realizó la modelación de apoyos, muros, losas y vigas. Así todos los apoyos de la estructura se modelaron como empotramiento; los muros de mampostería fueron modelados como elementos “SHELL” con un espesor “ t equivalente = 12 cm” (más adelante determinado) y con la particularidad de que le programa los analice como elementos de concreto pero con las características y propiedades particulares de la mampostería de ladrillo obtenidas en los ensayos de laboratorio.

Las losas en cambio se las modeló como elementos tipo “MEMBRANE” con su espesor correspondiente ($e = 15$ cm), para que transmitan los esfuerzos actuantes hacia los muros. Y las vigas se las modeló como elementos “FRAME” con una sección típica correspondiente (14x30). Para esta modelación se tomaron en cuenta las principales consideraciones presentadas en este capítulo.



Grafica en 3D Tipo Malla de la Estructura

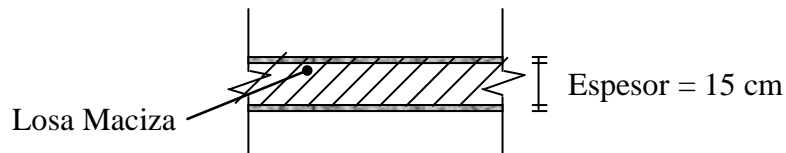


Grafica en 3D de los Materiales de la Estructura

4.2.1.- Determinación de un Peso Equivalente (γ_{EQUI}).- Esto se lo hizo para las losas y se realizó el correspondiente análisis de cargas por m^2 .

Para considerar la Carga Muerta que incluye peso propio de la Losa, peso enlucidos y macillados, peso de acabados y peso de paredes, se calculó un Peso Específico Equivalente (γ_{EQUI}) para losa maciza. Éste peso específico equivalente (γ_{EQUI}) permite tener aplicada la carga muerta total

Ahora en el programa Etabs se utilizó en el multiplicador de carga muerta un valor igual a 1.0 para que el programa determine de manera automática la magnitud del peso total de la estructura y carga muerta. Así mismo éste valor permite realizar el cálculo del corte basal con la carga muerta completa



- * Peso Propio Losa = $1,0 \times 1,0 \times 0,15 \times 2,4 = 0,36 \text{ T/m}^2$
 - * Peso Enlucidos-Macillados = $1,0 \times 1,0 \times 0,04 \times 2,2 = 0,09 \text{ T/m}^2$
 - * Peso Acabados = $1,0 \times 1,0 \times 0,02 \times 2,2 = 0,04 \text{ T/m}^2$
 - * Peso Paredes Adicionales = $0,04 \text{ T/m}^2$
- } CM
- $\Rightarrow \text{CM} = 0,53 \text{ T/m}^2$
- $\Rightarrow \text{CV} = 0,20 \text{ T/m}^2$

El peso equivalente γ_{EQUI} resulta de dividir la carga muerta calculada por el espesor de la losa maciza.

$$\gamma_{EQUI} = \text{CM} / \text{espesor}$$

$$\gamma_{EQUI} = 0,53 / 0,15 = 3,5 \text{ T/m}^3$$

Con ésta consideración se ha tomado en cuenta el peso propio de losa, paredes y vigas

4.2.2.- Definición de los materiales de la Edificación.- Según las características de la estructura se definieron los materiales que se presentan a continuación para realizar el modelo estructural en el programa Etabs:

- Concreto
- Ladrillo
- Hlosa

4.2.2.1.- Material Concreto.- Este material se definió para las vigas y se asignan las propiedades universales ya conocidas para el Hormigón Armado

4.2.2.2.- Material Ladrillo.- El material ladrillo es asignado para las paredes de mampostería estructural.

Respecto a este material, se definieron las siguientes propiedades:

- Masa por unidad de volumen = Peso específico / gravedad. De acuerdo con los ensayos de laboratorio el peso específico de la mampostería es 1.2 T/m³. Así entonces la masa por unidad de volumen = 1.2 / 9.8 = 0.12 T/m³
- El Módulo Elasticidad según los ensayos se lo puede tomar como 50000 Kg/cm²
- La razón de Poisson según la teoría es 0.25

- El Módulo de corte = $0.4 * E_m = 0.4 * 50000 = 20000 \text{ Kg/cm}^2$
- Para el tipo de diseño se le pide al programa que lo haga como el diseño de concreto, solo que con las propiedades de la mampostería de ladrillo estructural

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a material named 'LADRILLO'. The dialog is divided into several sections:

- Material Name:** LADRILLO
- Display Color:** A red color swatch.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** A dropdown menu set to 'Concrete'.
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 1,259E-06
 - Weight per unit Volume: 1,235E-03
 - Modulus of Elasticity: 45110
 - Poisson's Ratio: 0,25
 - Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06
 - Shear Modulus: 18044
- Design Property Data (ACI 318-99):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 90,
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 4200,
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 4200,
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)

Buttons for 'OK' and 'Cancel' are at the bottom.

4.2.2.3.- Material Hlosa.- Es asignado a las losas y con respecto a las propiedades de este material corresponden aquellas que se asignan al Hormigón Armado pero con las siguientes consideraciones de peso específico equivalente para losa maciza:

- Peso por unidad de volumen = $\gamma_{EQUI} = 3,5 \text{ T/m}^3$
- Masa por unidad de volumen = $\gamma_{EQUI} / \text{gravedad} = 3,5 / 9,8 = 0,36 \text{ T/m}^3$

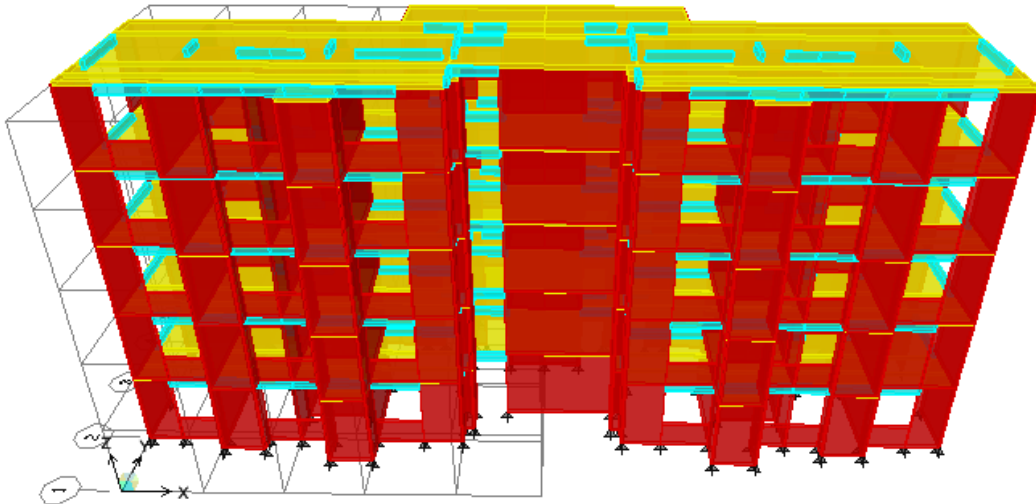
The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a material named 'HLOSA'. The dialog is divided into several sections:

- Material Name:** HLOSA
- Display Color:** A yellow color swatch.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** A dropdown menu set to 'Concrete'.
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 3,600E-06
 - Weight per unit Volume: 3,500E-03
 - Modulus of Elasticity: 202879
 - Poisson's Ratio: 0,2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06
 - Shear Modulus: 84533
- Design Property Data (ACI 318-99):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 210,
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 4200,
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 4200,
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)

Buttons for 'OK' and 'Cancel' are at the bottom.

4.2.3.- Definición de las secciones de la Edificación.- Se definieron las siguientes secciones para los elementos de la estructura:

- Sección PLADRILLO ■
- Sección LOSA15CM ■
- Sección V14x30 ■



Grafica en 3D de las Secciones de la Estructura

- Sección PLADRILLO.- Ésta sección se asignó a las paredes de mampostería de la edificación con espesor de 0.12 m y como material definido Ladrillo. Y se le consideró como un elemento shell

Si bien es cierto el ladrillo estructural a utilizar en el proyecto es de 14 cm de espesor; pero para esto se realizó un análisis para determinar un espesor de mampostería equivalente, ya que por ejemplo para un muro de mampostería se coloca acero solo en las celdas que determine el cálculo y análisis (de los extremos hacia el centro del muro).

Entonces no toda la sección del muro actúa con su espesor de 14 cm (solo en sectores específicos) ya que existirán celdas huecas. Así por este motivo se decidió definir un espesor de muro equivalente mediante una equivalencia de inercias en una zona de muro limitada por los 14 cm de espesor y 1 m de ancho. Este análisis ver en Anexo A.4.

- Sección LOSA15CM.- Ésta sección se asignó a las losas. Tiene un espesor de 0.15 m y como material definido Concreto. Se le consideró como un elemento membrana, de manera que actúe como un diafragma rígido de piso y que transmita las cargas perpendiculares a su plano hacia los muros de mampostería y hacia las vigas.

- Sección VI4x30.- Ésta sección se asignó a vigas y como material definido Concreto.

4.2.4.- Estados de Carga.- Se definieron los siguientes estados de carga y su correspondiente factor multiplicador de peso:

Tabla 4.2.4

Carga	Tipo	Factor por Peso	Carga Lateral
CV	Live	0	----
CM	Dead	1	----
SX	Quake	0	UBC-94
SY	Quake	0	UBC-94

4.2.5.- Combinaciones de Carga.- Como se sabe la estructura se analizó para ser diseñada su mampostería de acuerdo a dos métodos.

Por Esfuerzos Admisibles y por Última Resistencia

Para esto cada método trabaja con diferentes combinaciones de cargas. Así:

- Esfuerzos Admisibles = Combinaciones de servicio
- Última Resistencia = Combinaciones mayoradas

<i>Tabla 4.2.5.1. Combos de Servicio</i>		
Nombre Combo	Factor de Servicio	Fórmula Combo
COMSER01	CM = 1 CV = 1	D + L
COMSER02	CM = 1 Sx = 0,7	D + 0,7Sx
COMSER03	CM = 1 Sx = -0,7	D - 0,7Sx
COMSER04	CM = 1 Sy = 0,7	D + 0,7Sy
COMSER05	CM = 1 Sy = -0,7	D - 0,7Sy
COMSER06	CM = 1 CV = 1 Sx = 0,7	D + L + 0,7Sx
COMSER07	CM = 1 CV = 1 Sx = -0,7	D + L - 0,7Sx
COMSER08	CM = 1 CV = 1 Sy = 0,7	D + L + 0,7Sy
COMSER09	CM = 1 CV = 1 Sy = -0,7	D + L - 0,7Sy

Tabla 4.2.5.2. Combos de Mayoración		
Nombre Combo	Factor de Mayoración	Fórmula Combo
COMBO1	CM = 1,4 CV = 1,7	1,4D + 1,7L
COMBO2	CM = 1,05 CV = 1,28 Sx = 1	1,05D + 1,28L + Sx
COMBO3	CM = 1,05 CV = 1,28 Sx = -1	1,05D + 1,28L - Sx
COMBO4	CM = 1,05 CV = 1,28 Sy = 1	1,05D + 1,28L + Sy
COMBO5	CM = 1,05 CV = 1,28 Sy = -1	1,05D + 1,28L - Sy
COMBO6	CM = 0,9 Sx = 1	0,9D + Sx
COMBO7	CM = 0,9 Sx = -1	0,9D - Sx
COMBO8	CM = 0,9 Sy = 1	0,9D + Sy
COMBO9	CM = 0,9 Sy = -1	0,9D - Sy

4.2.6.- Cálculo del Cortante Basal.- Para encontrar el V_{basal} se tiene:

$$V_{basal} = coef * W \quad coef = \frac{Z * I * C}{\phi.p * \phi.e * R}$$

$$Z = 0,4$$

C = 2,8 para suelo tipo S3

$$\phi_p = 0,9$$

$$\phi_e = 1,0$$

R = 5. Según el CEC2000, este coeficiente de reducción es para mampostería reforzada

$$I = I_{CORREGIDO}$$

* Cálculo de I_{CORREGIDO}:

- Según CEC2000: V_{basal} = 0.249W
- Según Etabs: V_{basal} = 0.220W
- Factor Corrección = 0.249 / 0.220 = 1.132
- I_{CORREGIDO} = 1 * 1.132 = 1.132

Ahora con este nuevo valor de I, se pretende modificar los estados de carga SX y SY mediante el coeficiente I, por el valor de I_{CORREGIDO}.

Estos estados de carga modificados tienen los mismos coeficientes y requerimientos que los estados SX y SY previos, pero con el nuevo valor de coeficiente I. Así se pretende dar una alternativa de coeficiente I para obtener un valor más aproximado a la realidad, puesto que las fórmulas de cortante basal según CEC2000 y según Etabs difieren en algo.

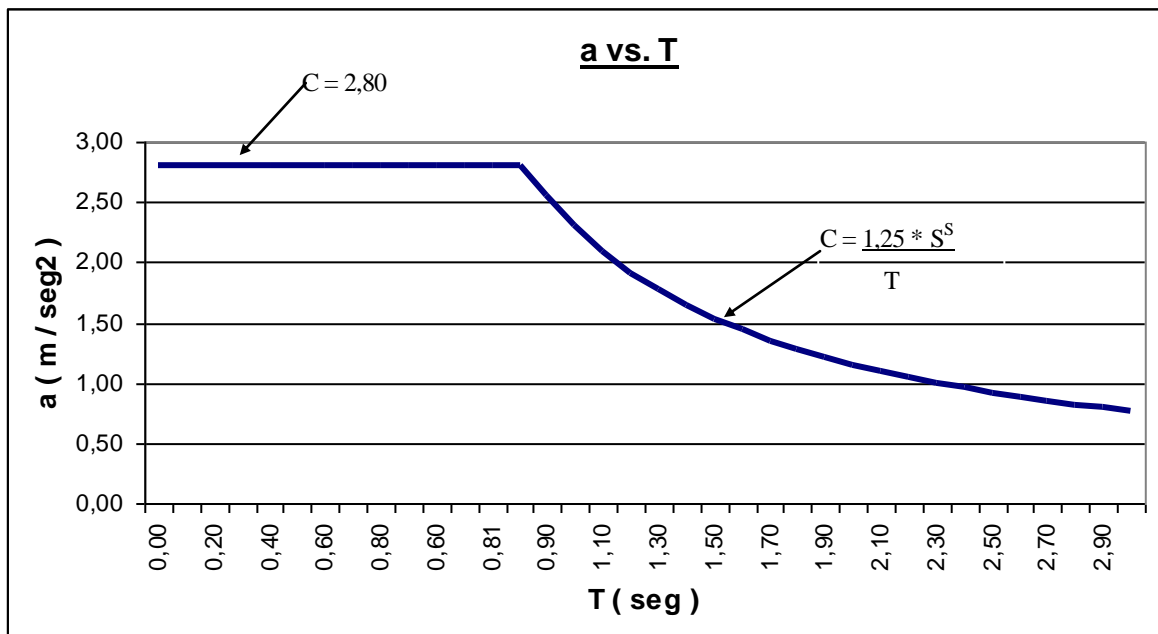
Ver Anexo A.4. para la determinación del Cortante Basal y el cálculo del coeficiente del corte basal obtenido de la corrida de la estructura

4.2.7.- Espectro de Respuesta.- Para encontrar la gráfica de la función del espectro de respuesta de nuestra estructura se definieron los siguientes parámetros:

Ver en Anexo A.4 la determinación de la gráfica del espectro de diseño.

- $V_{\text{basal}} = \text{coef} * W$
- $\text{Coef} = \frac{Z * I * C}{\phi_p * \phi_e * R}$
- $0,5 \leq C = 1,25 * \frac{S^S}{T} \leq C_m$
- Perfil de suelo = S3
- $S = 1,5$
- $C_m = 2,8$
- $T = C_t * (h_n)^{3/4}$
- $H_n = 13,5$
- $C_t = 0,06$
- $T = 0,42 \text{ seg}$

Período	Aceleración
0,00	2,80
0,82	2,80
0,90	2,55
1,00	2,30
1,10	2,09
1,20	1,91
1,30	1,77
1,40	1,64
1,50	1,53
1,60	1,44
1,70	1,35
1,80	1,26
1,90	1,21
2,00	1,15
2,50	0,92
3,00	0,77



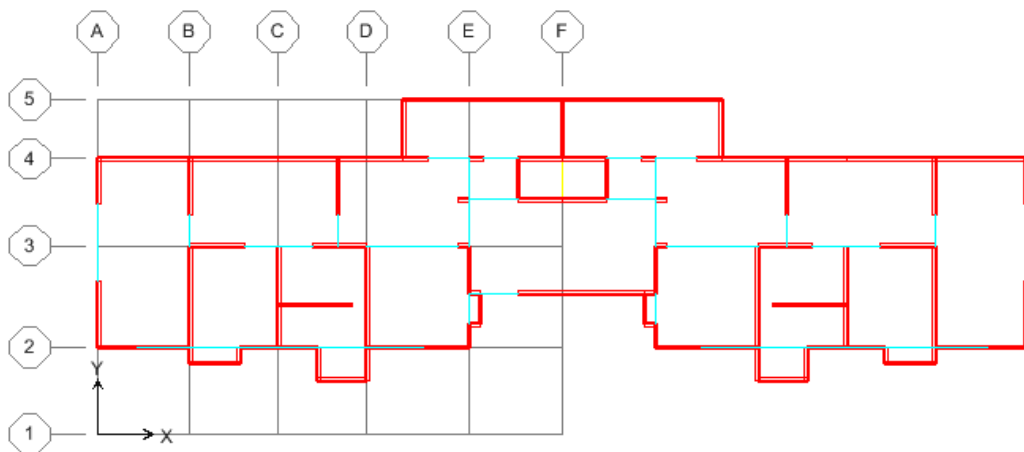
4.2.8.- Derivas de Piso.- Según el CEC2000 el valor máximo de deriva debe ser igual a 0,010 para estructuras de mampostería armada. Luego de revisar los resultados del análisis estructural y los valores de deriva que nos da el Etabs se observa que están por debajo del límite del código.

Ver en Anexo A.4. la tabla de derivas de piso obtenidas de la corrida de la estructura

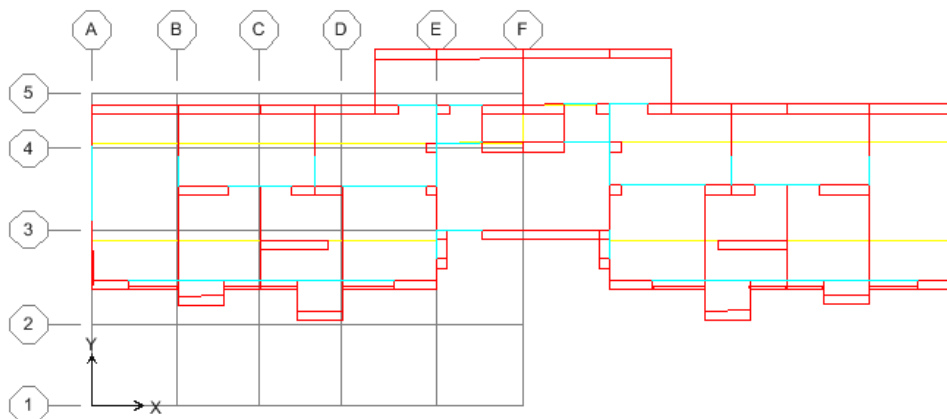
4.2.9.- Asignar Cargas.- Solamente se asigna la correspondiente carga viva a las losas de entepiso y cubierta. No se asigna valor de carga muerta a las losas para no duplicar su valor y además ya se la definió en el cálculo del peso específico equivalente.

Asi entonces, de acuerdo al CEC2000 la carga viva para estructuras residenciales en losas de entepiso es 200 Kg/m^2 y para losas de cubierta 100 Kg/m^2 .

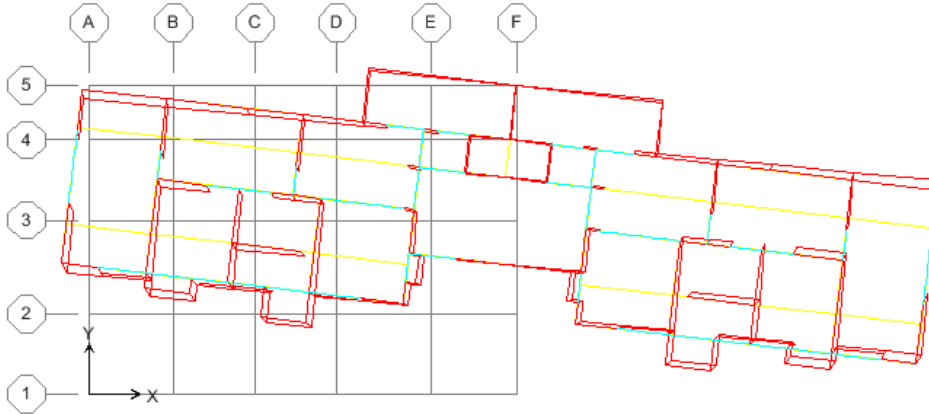
4.2.10.- Modos de Vibrar.- Los tres primeros modos de vibrar de la estructura se presentan de tal forma que para el primer modo, la estructura se mueve en dirección del eje Y; para el segundo la estructura sufre la torsión, y para el tercer modo la estructura se mueve en dirección del eje X. Así:



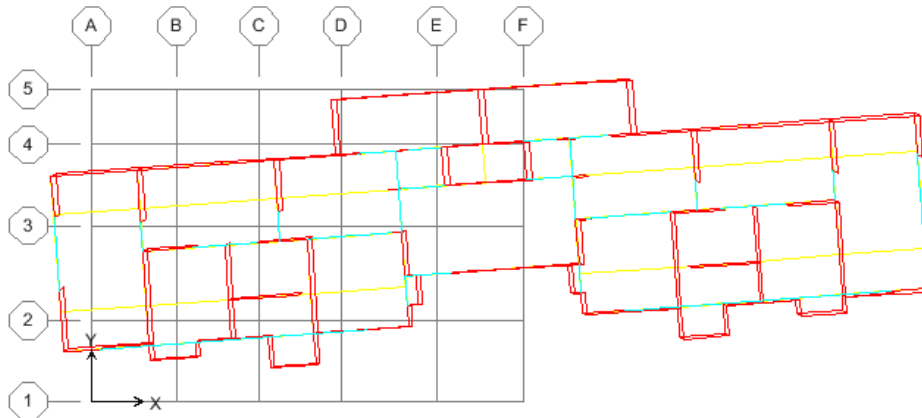
Planta de la Estructura modelada en Etabs v8.2.6



1er. Modo de Vibrar (Se mueve en dirección Eje Y)

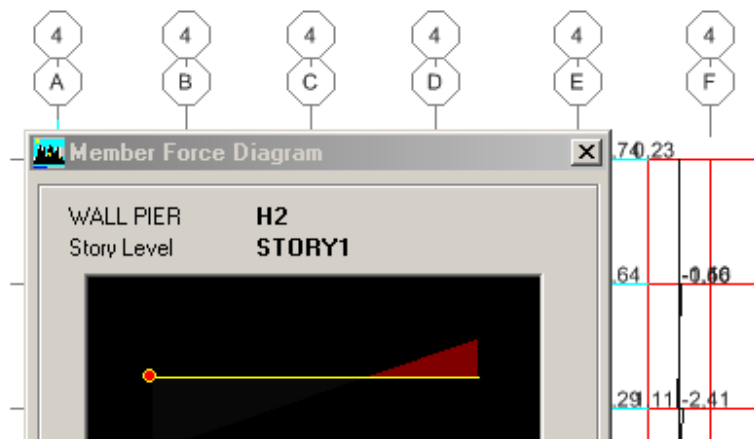


2do. Modo de Vibrar (Torsión)



3er. Modo de Vibrar (Se mueve en dirección Eje X)

4.2.11.- Fuerzas Internas en Muros de Mampostería.- Ver en Anexo A.5 las fuerzas internas que actúan en los muros de mampostería: Axial, Corte y Momento, obtenidas de la corrida de la estructura en Etabs v8.2.6. A continuación a manera de ejemplo didáctico se presentan: 1) El diagrama de momentos para el muro de mampostería H2 debido a la acción del sismo X. 2) La tabla de la corrida de la estructura correspondiente al muro H2



Ejemplo: Diagrama de Momentos para muro H2 debido al sismo SX

FUERZAS INTERNAS EN LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA OBTENIDAS DE LA CORRIDA DE LA ESTRUCTURA EN ETABS v8.2.7

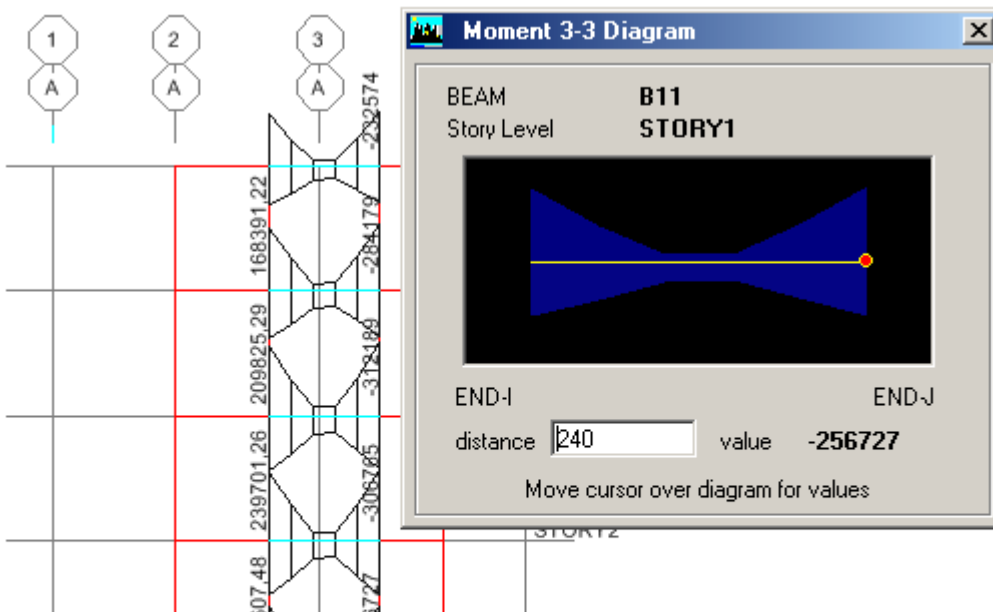
ETABS v8. 2.6 File: CMC ERO Ton-m Units PAGE 1

PIER FORCES

STORY	PIER	LOAD	LOC	P	V2	M3
STORY1	H2	SX	Top	32,1	13,3	-12,4
			Bottom	32,1	13,3	23,4

Ejemplo: Tabla del Momento para muro H2 debido a SX, obtenida de la corrida de la estructura

4.2.12.- Fuerzas Internas en Vigas.- Ver en Anexo A.5 las fuerzas internas de la envolvente que actúan en las vigas de la estructura: Corte y Momento, obtenidas de la corrida de la estructura en Etabs v8.2.6 A continuación a manera de ejemplo didáctico se presentan: 1) Diagrama momento para viga 8 (B11) en 1er piso debido a la acción de la envolvente. 2) La tabla de la corrida de la estructura correspondiente a la viga 8 (B11)



Ejemplo: Diagrama de Momento para viga B11 (8) debido a la envolvente

FUERZAS INTERNAS EN VIGAS OBTENIDAS DE LA CORRIDA DE LA ESTRUCTURA EN ETABS v8.2.7

ETABS v8. 2.6 File: CMC ERO Kgf-cm Units PAGE 1

BEAM FORCES

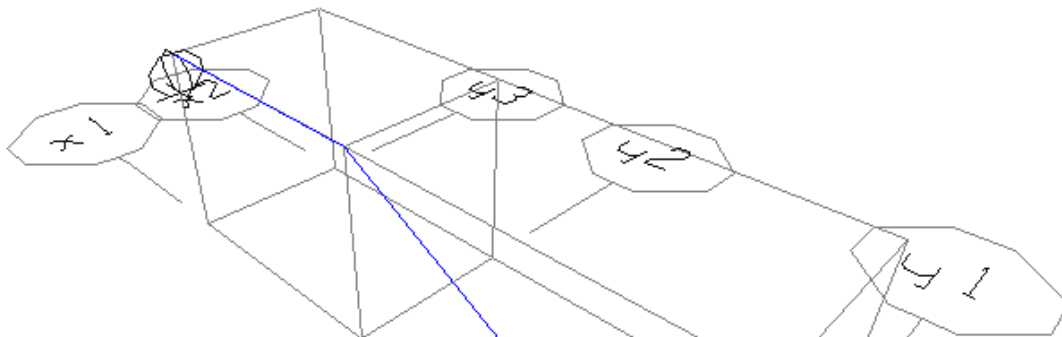
STORY	BEAM	LOAD	LOC	V2	M3	Nomenclatura
						Etabs v8.2.6
STORY1	VIGA 8	ENVOL	0,0	-2958	-254335	B11
			48,0	-2526	-125589	
			96,0	-1935	-25487	
			144,0	-1550	-29782	
			192,0	-1306	-132059	
			240,0	-1170	-256727	

Ejemplo: Tabla de Momento Viga B11 (8) debido a envolvente, obtenida de la corrida de la estructura

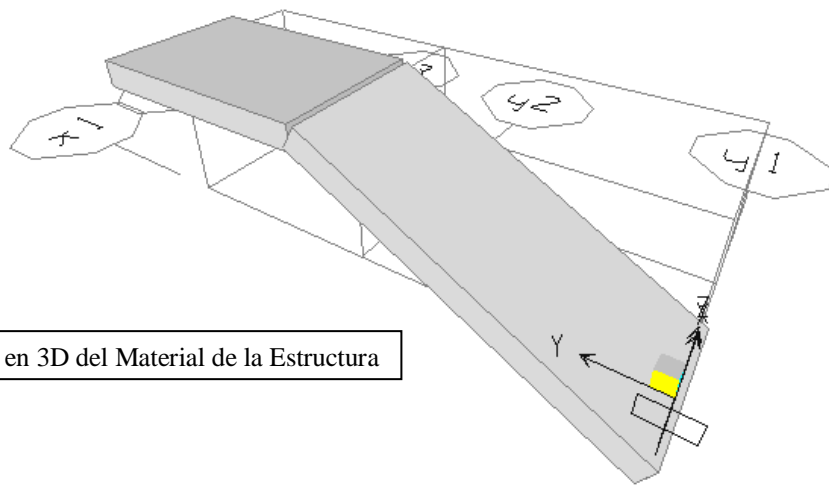
4.3.- MODELACIÓN DE ESCALERA: La modelación de la escalera de la estructura se la realizó en el programa computacional de análisis de estructuras Sap2000 (versión 10.0.1). Con este modelo de escalera realizado en Sap2000 se obtuvo los valores de momento y cortante, cuyos valores pretenden dar un sustento técnico al diseño de la escalera correspondiente al CAPÍTULO 5; en el cual los valores de momentos y cortantes son determinados mediante fórmulas matemáticas específicas según el modelo matemático empleado.

Así entonces se modelaron dos vigas correspondientes a un tramo de la escalera (Losa – Descanso) con sus respectivos apoyos (Empotramiento – Apoyo)

Para esta modelación se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones



Grafica en 3D Tipo Malla de la Escalera



Grafica en 3D del Material de la Estructura

4.3.1.- Definición de los materiales.- Solamente se definió el material Concreto.

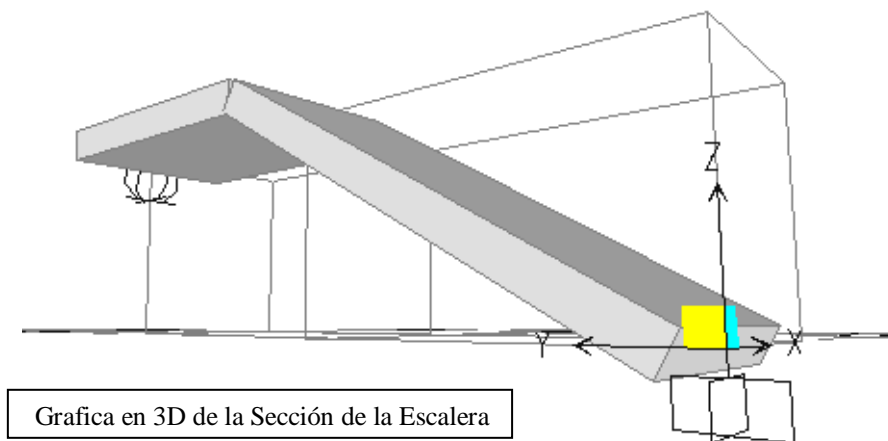
4.3.1.1.- Material Concreto.- Este material se definió para las vigas y se asignan las propiedades universales ya conocidas para el Hormigón Armado

Material Property Data	
Material Name CONC	Display Color Color [Cyan]
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic <input type="radio"/> Anisotropic <input type="radio"/> Uniaxial	Type of Design Design Concrete
Analysis Property Data Mass per unit Volume 2,450E-06 Weight per unit Volume 2,403E-03 Modulus of Elasticity 253105,07 Poisson's Ratio 0,2	Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003) Specified Conc Comp Strength, f'c 210, Bending Reinf. Yield Stress, fy 4200, Shear Reinf. Yield Stress, fys 2100,

4.3.2.- Definición de la sección.- Se definió una única sección de viga para el tramos de losa y descanso:

Sección V120X20 ■

- Sección V120X20.- Ésta sección se asignó a la viga de descanso y losa, ya que se tiene como ancho de escalón 1,20 m y un espesor de losa 0,20 m. Y se asignó como material definido Concreto.



4.3.3.- Estados de Carga.- Se definieron los siguientes estados de carga y su correspondiente factor multiplicador de peso:

Tabla 4.3.3

Carga	Tipo	Factor por Peso
MUERTA	DEAD	0
VIVA	LIVE	0

4.3.4.- Combinaciones de Carga.- Se definieron solamente dos combinaciones de carga:

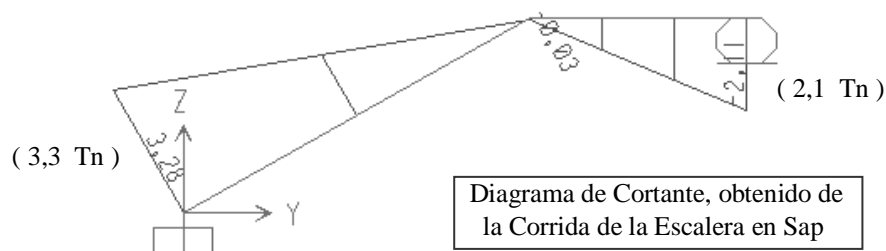
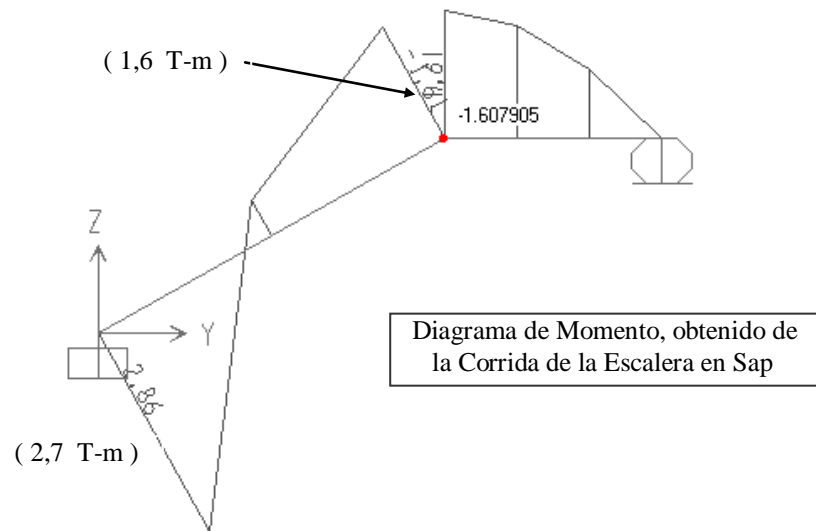
Tabla 4.3.4. Combos		
Nombre Combo	Factor de Servicio	Fórmula Combo
COMB1	cm = 1,4 cv = 1,7	1,4D + 1,7L
COMB2	cm = 1 cv = 1	D + L

4.3.5.- Asignar Cargas.- Se asigna carga viva y muerta, obtenidas del respectivo análisis de cargas para el diseño de la escalera

Así para carga muerta se tiene $CM = 0,98 \text{ T/m}$, para carga viva $CV = 0,6 \text{ T/m}$

4.3.6.- Fuerzas Internas.- Las fuerzas internas obtenidas de la corrida de la escalera resultan de la aplicación del COMB1.

A continuación a manera de ejemplo didáctico se presentan: 1) Los diagramas de momento y corte obtenidos de la corrida del modelo de escalera. 2) Los valores de momento y corte obtenidos de aplicar las fórmulas del modelo matemático



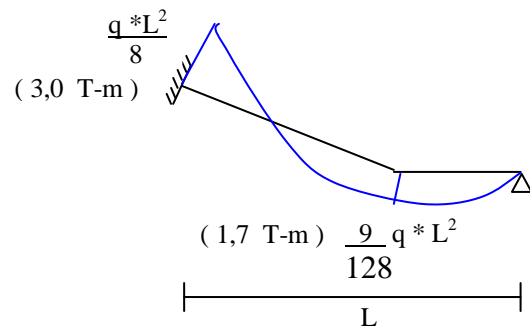


Diagrama de Momento, obtenido de las fórmulas del Modelo Matemático

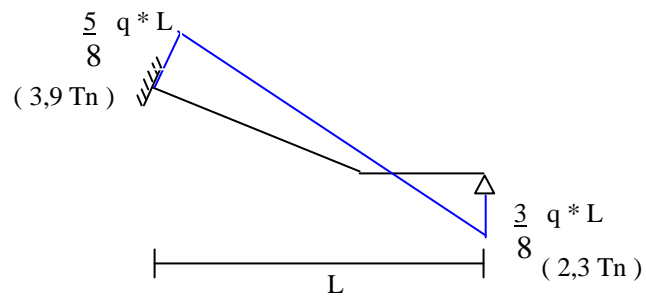


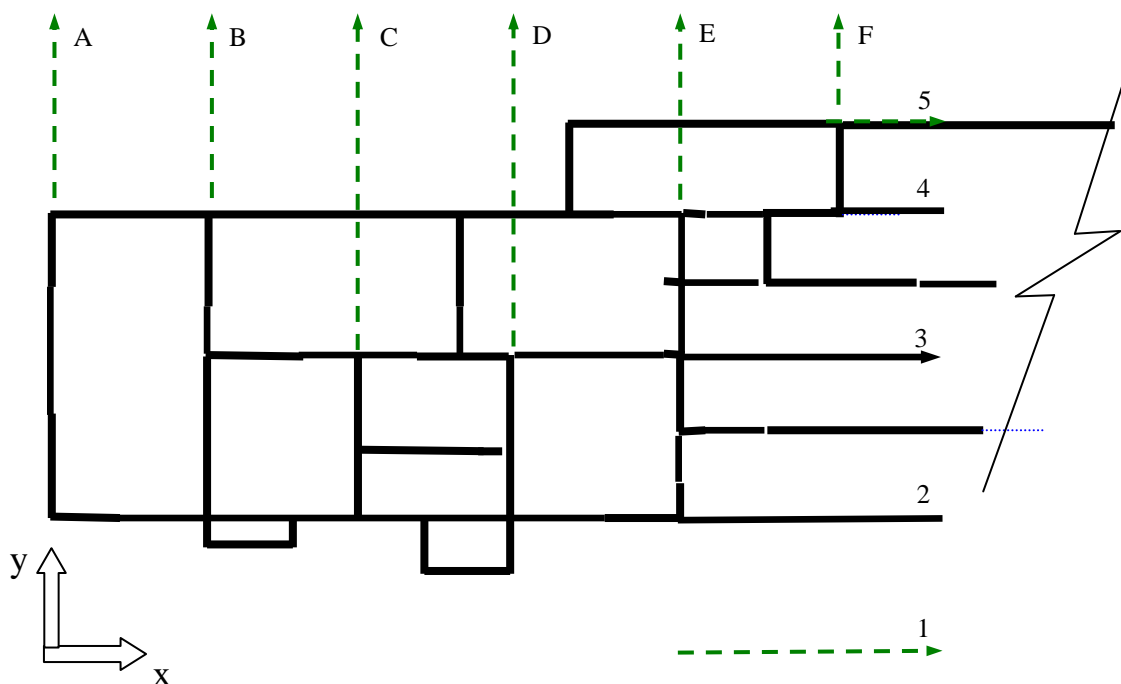
Diagrama de Cortante, obtenido de las fórmulas del Modelo Matemático

4.4.- MODELACIÓN DE LA CIMENTACIÓN:

Con las características descritas en la modelación de la estructura, y en base al diseño y forma de la edificación; hemos considerado el diseño de vigas bidireccionales para la cimentación del proyecto.

La modelación de la cimentación se la realiza con un programa computacional.

4.4.1.- Vista en planta de la Cimentación:



4.4.2.- Modelación de La Cimentación: La modelación de la estructura se la realizó en el programa computacional de análisis de estructuras Sap2000 (versión 8.2.5). Para el mismo se consideraron los siguientes aspectos:

Se realizó la modelación de los apoyos y de las vigas de cimentación.

Los resortes (que se consideran como apoyos) se les da restricciones dependiendo del eje de ubicación, además a cada resorte le asignamos las constantes correspondientes.

Las vigas de cimentación se las diseño como elementos frame, el material asignado a las mismas es el concreto, y las secciones dependen del prediseño de las mismas.

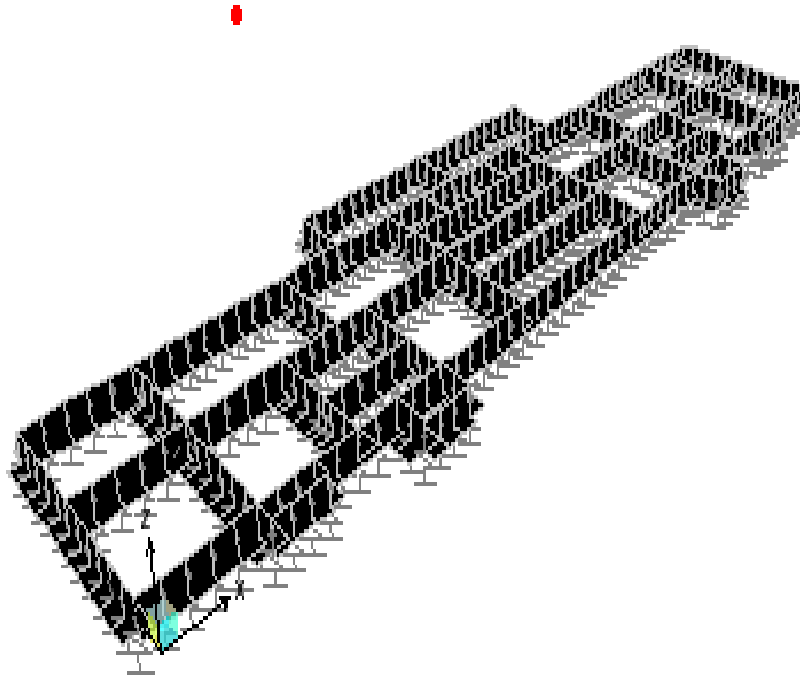


Figura 4.4.1: Gráfica en 3D de la cimentación (Se detallan los resortes y las vigas)

4.4.2.1.- Determinación y Asignación de las Cargas.- Para la carga permanente se realizó un análisis en el cual se utilizó: el peso propio de la losa, paredes, enlucidos y acabados; para cada uno de los pisos. Con excepción de la última losa en donde no se consideraron el peso de las paredes. Con esto obtenemos el análisis de cargas / m^2 .

Para la carga viva hemos adoptado el valor que sugiere el CEC2000 para el tipo de losas correspondientes a vivienda y así mismo el valor para la última losa corresponde a una losa de cubierta.

Estas cargas se aplicaron a la sobre-estructura y se la modeló en el programa Etabs.

Usando el programa computacional SAP2000, una vez definidas las dimensiones y fijadas las secciones correspondientes de las vigas de cimentación se procederá a asignar los momentos y las cargas (Carga Muerta, carga viva y sismo) más desfavorables obtenidos de la corrida de el programa Etabs a las mismas.

4.4.2.2.- Definición de los materiales de la Cimentación.- El material que asignamos a las vigas y el que lo definimos es el concreto.

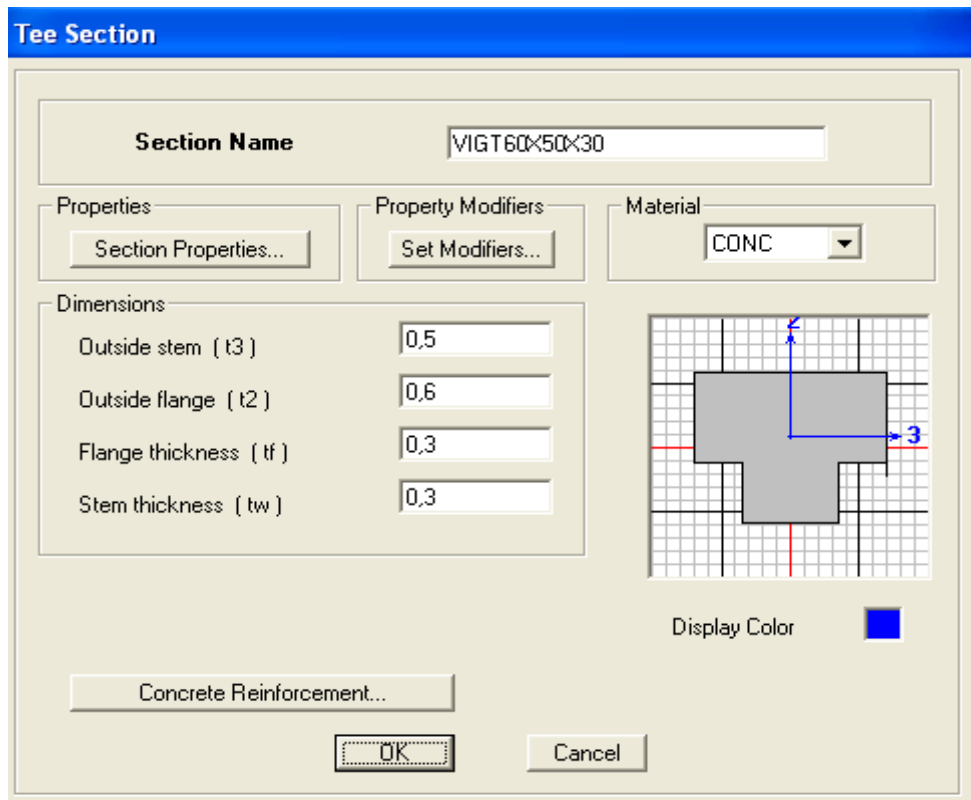
Con respecto a las propiedades de este material corresponden aquellas que se asignan al Hormigón Armado tanto para el Coeficiente térmico de expansión, así como para el Coef. de Poisson. Para los otros datos se tiene las siguientes consideraciones:

- Peso por unidad de volumen = $\gamma_{EQUI} = 3,5 \text{ T/m}^3$
- Masa por unidad de volumen = $\gamma_{EQUI} / \text{gravedad} = 3,5 / 9,8 = 0,36 \text{ T/m}^3$
- Módulo de elasticidad = $14000 \times (f'c)^{1/2} = 2028798 \text{ T/m}^2$
- Límite de fluencia del acero (varillas longitudinales) = 42000 T/m^2
- Resistencia característica cilíndrica del hormigón a los 28 días = $f'c = 2100 \text{ T/m}^2$
- Límite de fluencia del acero transversal (estribos) = $f_{ys} \approx 10 \times f'c = 21000 \text{ T/m}^2$

4.4.2.3.- Definición de las secciones de la Cimentación.- Para definir las secciones de las vigas se realizó un prediseño de las mismas. Hemos definido vigas T de concreto y hemos asignado los valores correspondientes a cada sección de la viga, en donde:

- t_3 = Altura total de la viga.
- t_2 = Longitud de la base de la viga.
- t_f = altura de las alas.
- t_w = dimensión horizontal del alma

En la sección de refuerzo escogemos Viga (beam) y el recubrimiento a darse a las mismas.



Las secciones de vigas “T” las hemos nominado por la base, la altura de la viga y la longitud de la base del alma ($B \times H \times b_w$) y son las siguientes:

- VIGT 80x50x40
- VIGT 100x50x30
- VIGT 120x50x40
- VIGT 30x50x20
- VIGT 40x50x20

4.4.2.4.- Estados de Carga.- Se definieron los siguientes estados de carga y su correspondiente factor multiplicador de peso:

Tabla 4.3.1: Estados de carga

Carga	Tipo	Factor por Peso	Carga Lateral
CV	Live	0	----
CM	Dead	1	----
SX	Quake	0	UBC-94
SY	Quake	0	UBC-94

4.4.2.5.- Combinaciones de Carga.- Los combos añadidos son:

Tabla 4.3.2. Combos de Mayoración

Nombre Combo	Factor de Mayoracion	Fórmula Combo
COMBO1	$C_m = 1,4 \quad C_v = 1,7$	$1,4D + 1,7L$
COMBO2	$C_m = 1,05 \quad C_v = 1,28 \quad S = 1$	$1,05D + 1,28L + S$
COMBO3	$C_m = 1,05 \quad C_v = 1,28 \quad S = -1$	$1,05D + 1,28L - S$
COMBO6	$C_m = 0,9 \quad S = 1$	$0,9D + S$
COMBO7	$C_m = 0,9 \quad S = -1$	$0,9D - S$

4.4.3.- Cálculo de los Constantes de los Resortes.- El esfuerzo actuante debe ser menor que el esfuerzo admisible. Una vez dibujada la estructura y asignado las correspondientes secciones a las mismas, procedemos a dividir las mismas en secciones de 50cm aproximadamente (edit , divide frames) En cada uno de estos puntos asignamos un resorte, en el cual se asignó un valor constante en cada sección para la traslación en el eje z; este valor es el coeficiente del resorte, el cual se obtiene de la siguiente manera:

$$k_r = K_b \times A_c \quad 4.4.1$$

k_r = Constante del resorte

K_b = Coeficiente de balasto

A_c = Área de contacto

Según Bowles, el coeficiente de balasto es igual a:

$$K_b = 120 \times q_s \quad 4.4.2$$

q_s = Capacidad portante del suelo (15 T/m² para nuestro modelo)

Alternativamente se puede asignar la constante del resorte por elemento tipo línea en vez de nudo.

4.4.4.- Asignación de Restricciones.- A los puntos se les restringe movimientos de acuerdo a su posición, para lo cual hemos diseñado las siguientes tablas, en las cuales marcamos con “X” la restricción a realizarse:

Tabla 4.4.3 Restricciones para los puntos del plano XZ			
Traslación 1 (Ux)		Rotación alrededor de 1 (XX)	X

Traslación 2 (Uy)	X	Rotación alrededor de 2 (YY)	
Traslación 3 (Uz)		Rotación alrededor de 3 (ZZ)	X

Tabla 4.3.4 Restricciones para los puntos del plano YZ

Traslación 1 (Ux)	X	Rotación alrededor de 1 (XX)	
Traslación 2 (Uy)		Rotación alrededor de 2 (YY)	X
Traslación 3 (Uz)		Rotación alrededor de 3 (ZZ)	X

Tabla 4.3.5 Restricciones para los puntos convergentes con los planos XZ, YZ.

Traslación 1 (Ux)	X	Rotación alrededor de 1 (XX)	X
Traslación 2 (Uy)	X	Rotación alrededor de 2 (YY)	X
Traslación 3 (Uz)		Rotación alrededor de 3 (ZZ)	X

4.4.5.- Modos de Vibrar.-

Los tres primeros modos de vibrar de la cimentación se presenta de tal forma que la estructura se deforma en la dirección del eje Z.

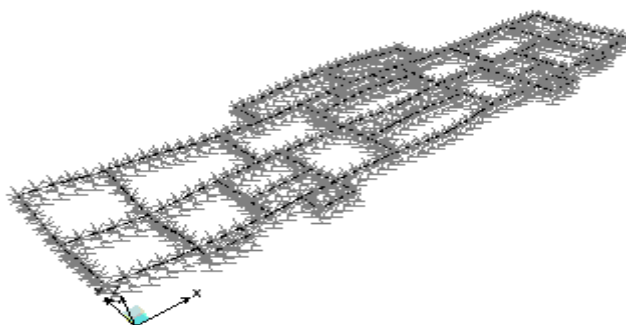


Figura 4.4.2 Primer Modo de Vibrar (Se mueve en dirección del eje Z)

4.5.- CONCLUSIONES:

- Cabe anotar que al incluir el peso específico equivalente, que contiene toda la carga muerta se obtiene el peso total de la estructura y por ende el cálculo del corte basal es correcto
- Así mismo, de la conclusión anterior se puede mencionar que de ésta estructura se obtiene su masa total, lo que permite al programa realizar el análisis dinámico en forma adecuada
- Es necesario concluir que se definió una sección de losa llamada LOSA15CM y que fue modelada a manera de un elemento membrana, lo que permitió que ésta trabaje como

diafragma rígido y además que transmita las cargas actuantes hacia los muros de mampostería

- Cabe mencionar que el coeficiente del cortante basal según el CEC2000 es 0.249 y según el Etabs es 0.220 y en teoría se deberían ser iguales. Por tal motivo se procede a realizar el artificio del factor de corrección = $0.249 / 0.220 = 1.132$. Así este valor de 1.132 corresponde a un nuevo valor del coeficiente de importancia I que se lo ingresa nuevamente y se corre la estructura. Finalmente se consigue tener el mismo coeficiente de corte basal tanto para el calculado mediante el CEC2000 como para el calculado por el programa

- Es importante decir que la estructura no sufre desplazamientos laterales de piso que sean significativos, puesto que las derivas obtenidas del programa están por debajo del valor permisible de 0,010 (según lo describe el CEC2000)

- Una vez corrida la estructura se puede analizar que la torsión es la dominante para el segundo modo de vibrar. Ésta situación se ve predecible debida a la geometría en planta de la edificación que es alargada en el eje X

- Respecto de la losa de escaleras se verifica que los valores de corte y momento son bastante similares entre los obtenidos mediante fórmulas de modelo matemático y los del programa Sap2000

- En lo que concierne al modelo de la cimentación, aplicando las fórmulas (4.4.1 – 4.4.2) se determinó la constante del resorte para la viga correspondiente. Se dividió a las vigas de cimentación en segmentos de 50cm. o aproximados a este valor, dependiendo de las dimensiones de las vigas. En cada uno de estos puntos se asignó un resorte con su constante respectiva. Cabe indicar que a mayor número de resortes asignados, se pueden obtener resultados más exactos.

CAPÍTULO 5

5.- DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO

(REQUISITOS GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO)

EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPRENDE EL CÁLCULO Y EL DISEÑO DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL (POR ÚLTIMA

RESISTENCIA Y ESFUERZOS ADMISIBLES), DE LAS VIGAS, DE LAS LOSAS Y DE LA CIMENTACIÓN.

CABE MENCIONAR QUE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA DEL PROYECTO FUERON CALCULADOS Y DISEÑADOS POR EL MÉTODO DE ÚLTIMA RESISTENCIA, DE ACUERDO CON LOS CRITERIOS QUE PLANTEA EL CÓDIGO COLOMBIANO.

EN CAMBIO PARA EL MÉTODO DE LOS ESFUERZOS ADMISIBLES SE APLICÓ LOS CRITERIOS PLANTEADOS POR EL CÓDIGO AMERICANO UBC.

PARA LA TEORÍA, CÁLCULO Y DISEÑO DE LOS CONECTORES SE APLICARON CRITERIOS DETALLADOS EN EL CÓDIGO MEXICANO Y EL ACI

PARA EL CÁLCULO Y DISEÑO DE VIGAS, LOSAS Y CIMENTACIÓN SE APLICÓ LOS CRITERIOS QUE PLANTEA EL CÓDIGO ACI.

5.1.- HIPÓTESIS Y PRINCIPIOS GENERALES PARA EL CÁLCULO Y DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL POR EL MÉTODO DE ÚLTIMA RESISTENCIA. (Ver ANEXO A.5):

5.1.1.- Generalidades.- El análisis y diseño del proyecto de mampostería estructural se realizó utilizando métodos racionales basados en principios aceptados por la buena práctica de la Ingeniería, que reflejen las características y propiedades de los materiales componentes, los métodos constructivos utilizados y el comportamiento individual y en conjunto del sistema estructural.

5.1.2.- NOMENCLATURA:

- AB = ÁREA BRUTA DE LA SECCIÓN DE MAMPOSTERÍA; CM²**
- AE = ÁREA EFECTIVA DE LA SECCIÓN DE MAMPOSTERÍA; CM² = ÁREA INYECTADA + ÁREA CONTACTO**
- AMV = ÁREA EFECTIVA PARA ESFUERZOS CORTANTES; CM²**
- ASE = ÁREA EFECTIVA DE REFUERZO EN TRACCIÓN; CM²**
- AST = ÁREA TOTAL DE ACERO EN LA SECCIÓN DEL MURO; CM²**
- AV = ÁREA DEL REFUERZO HORIZONTAL POR CORTE; CM²**
- B = ANCHO SECCIÓN CELDAS RELLENAS; CM**
- C = PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO EN LA ZONA DE COMPRESIÓN; CM**
- D = DISTANCIA DESDE LA CARA DE COMPRESIÓN AL CENTROIDE DEL REFUERZO EN TRACCIÓN; CM**
- E = ESPESOR REAL DEL MURO; CM**
- EM = MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LA MAMPOSTERÍA; KG/CM²**
- ER = MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL MORTERO DE RELLENO; KG/CM²**
- ES = MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO DE REFUERZO; KG/CM²**
- F 'M = RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA; KG/CM²**
- F 'CR = RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL MORTERO DE RELLENO; KG/CM²**
- FY = RESISTENCIA A LA FLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO; KG/CM²**
- GM = MÓDULO DE CORTE DE LA MAMPOSTERÍA; KG/CM²**
- GR = MÓDULO DE CORTE DEL MORTERO DE RELLENO; KG/CM²**
- H' = ALTURA EFECTIVA DEL ELEMENTO A EVALUAR EFECTOS DE PANDEO; CM**
- LW = LONGITUD HORIZONTAL DEL MURO DE MAMPOSTERÍA; CM**
- MM = M = MOMENTO ACTUANTE QUE OCURRE SIMULTÁNEAMENTE CON V; KG-CM**
- MCR = MOMENTO DE AGRIETAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA; KG-CM**
- MN = RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN; KG-CM**
- MU = RESISTENCIA SOLICITADA DE DISEÑO A FLEXIÓN; KG-CM**
- PN = RESISTENCIA NOMINAL A CARGA AXIAL; KG**
- PO = MÁXIMA RESISTENCIA AXIAL TEÓRICA; KG**
- PU = RESISTENCIA SOLICITADA DE DISEÑO A CARGA AXIAL; KG**
- RE = COEFICIENTE PARA EVALUAR EFECTOS DE ESBELTEZ**

S = SEPARACIÓN DEL REFUERZO CORTANTE MEDIDA A LO LARGO DEL EJE VERTICAL DEL MURO; CM

T = ESPESOR EQUIVALENTE; CM

V = FUERZA CORTANTE ACTUANTE QUE OCURRE SIMULTÁNEAMENTE CON MM; KG

V_N = RESISTENCIA NOMINAL PARA FUERZA CORTANTE; KG

V_M = RESISTENCIA NOMINAL PARA FUERZA CORTANTE CONTRIBUIDA POR LA MAMPOSTERÍA; KG

V_U = RESISTENCIA SOLICITADA DE DISEÑO DE FUERZA CORTANTE; KG

V_S = RESISTENCIA NOMINAL PARA FUERZA CORTANTE CONTRIBUIDA POR EL REFUERZO DE CORTE; KG

ϵ_{MU} = MÁX. DEFORMACIÓN UNITARIA PERMISIBLE A COMPRESIÓN DE MAMPOSTERÍA; $\epsilon_{MU} = 0.003$

ϵ_Y = DEFORMACIÓN UNITARIA DE FLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO

ϕ = COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

ρ = CUANTÍA DE REFUERZO A TRACCIÓN POR FLEXIÓN; $\rho = A_s * B * D$

ρ_N = CUANTÍA DE REFUERZO HORIZONTAL QUE RESISTE CORTE EN LA MAMPOSTERÍA EN UN PLANO PERPENDICULAR AL PLANO DE LA SECCIÓN AMV

5.1.3.- METODOLOGÍA DE DISEÑO POR EL MÉTODO DE ÚLTIMA RESISTENCIA.- LOS REQUISITOS Y ANÁLISIS ESTÁN BASADOS EN EL MÉTODO DE ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA O DE ÚLTIMA RESISTENCIA PARA EL EFECTO SE REALIZARON LAS SIGUIENTES COMBINACIONES DE CARGA:

5.1.3.1.- COMBINACIONES DE CARGA PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL, USANDO EL MÉTODO DE ÚLTIMA RESISTENCIA.- EL DISEÑO SE LO REALIZÓ DE TAL MANERA QUE LAS RESISTENCIAS DE DISEÑO EXCEDAN LOS EFECTOS DE LAS CARGAS MAYORADAS DE ACUERDO CON LA SIGUIENTES SOLICITACIONES:

$$1.4 * D + 1.7 * L \quad 5.1$$

$$1.05 * D + 1.28 * L \pm E \quad 5.2$$

$$0.9 * D \pm E \quad 5.3$$

Ver en Anexo A.5 las fuerzas internas que actúan en los muros de mampostería:
Axial, Corte y Momento, obtenidas de la corrida de la estructura en Etabs v8.2.6

5.1.4.- RESISTENCIA REQUERIDA.- LA RESISTENCIA REQUERIDA PARA LOS ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL SE OBTUVO COMO EL VALOR MÁXIMO EXPRESADO EN TÉRMINOS DE CARGA O MOMENTOS Y FUERZAS INTERNAS ASOCIADAS, QUE RESULTAN DE APLICAR A LA ESTRUCTURA LAS DIFERENTES CARGAS MUERTA, VIVA, SISMO, ETC.; COMBINADAS Y MAYORADAS.

5.1.5.- RESISTENCIA DE DISEÑO.- LA RESISTENCIA DE DISEÑO QUE TIENE UN ELEMENTO, SUS CONEXIONES CON OTROS ELEMENTOS Y CUALQUIER PARTE O SECCIÓN DE ÉL, EN TÉRMINOS DE MOMENTO FLECTOR, CARGA AXIAL Y CORTANTE, DEBE SER IGUAL A SU RESISTENCIA NOMINAL CALCULADA DE ACUERDO A REQUISITOS Y SUPOSICIONES, MULTIPLICADA POR UN COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA ϕ .

ASÍ SE TIENE:

$\text{RESISTENCIA DISEÑO} = \phi * \text{RESISTENCIA NOMINAL} \geq \text{RESISTENCIA REQUERIDA (ÚLTIMA ACTUANTE)}$

5.1.6.- VALORES DE ϕ . LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SON LOS SIGUIENTES:

5.1.6.1.- PARA FUERZAS PERPENDICULARES AL PLANO DE LA MAMPOSTERÍA.- EN EL DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL PARA EFECTOS CAUSADOS POR FUERZAS HORIZONTALES PERPENDICULARES AL PLANO DEL MURO, DEBEN EMPLEARSE LOS SIGUIENTES COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA:

- | | | |
|------------------|---|---------------|
| A) FLEXIÓN | Y | FLEXO- |
| COMPRESIÓN..... | | $\phi = 0.80$ |
| B) CORTANTE..... | | |
| | | $\phi = 0.60$ |

5.1.6.2.- PARA FUERZAS PARALELAS AL PLANO DE LA MAMPOSTERÍA.-

EN EL DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL PARA EFECTOS CAUSADOS POR FUERZAS HORIZONTALES PARALELAS AL PLANO DEL MURO, DEBEN EMPLEARSE LOS SIGUIENTES COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA:

- A) FLEXIÓN.....
. $\phi = 0.85$
- B) COMPRESIÓN Y FLEXO-COMPRESIÓN..... $\phi = 0.60$
- C) CORTANTE.....
.... $\phi = 0.60$

5.1.7.- SUPOSICIONES DE DISEÑO.- EL DISEÑO DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL POR EL MÉTODO DE ÚLTIMA RESISTENCIA SE BASA EN LAS SIGUIENTES SUPOSICIONES:

5.1.7.1.- RESISTENCIA A LA TRACCIÓN DE LA MAMPOSTERÍA.- LA MAMPOSTERÍA NO RESISTE ESFUERZOS DE TRACCIÓN.

5.1.7.2.- COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES.- EL REFUERZO ESTÁ TOTALMENTE RODEADO Y ADHERIDO A LOS MATERIALES DE LA MAMPOSTERÍA DE UNA MANERA TAL, QUE TRABAJAN COMO UN MATERIAL HOMOGÉNEO

5.1.7.3.- SECCIONES PLANAS PERMANECEN PLANAS.- LAS DEFORMACIONES UNITARIAS EN EL REFUERZO Y EN LA MAMPOSTERÍA DEBEN SUPONERSE PROPORCIONALES A LA DISTANCIA AL EJE NEUTRO DE LA SECCIÓN. LA RESISTENCIA NOMINAL DE LAS SECCIONES DE MUROS DE MAMPOSTERÍA PARA LAS CONDICIONES DE FLEXO-COMPRESIÓN SE DEBE OBTENER DE LA APLICACIÓN DE LOS PRINCIPIOS DE EQUILIBRIO Y COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

5.1.7.4.- RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL ACERO DE REFUERZO.- LOS ESFUERZOS EN EL ACERO, PARA VALORES MENORES

QUE EL ESFUERZO DE FLUENCIA (F_Y), DEBEN CONSIDERARSE LINEALMENTE PROPORCIONALES A LA DEFORMACIÓN UNITARIA (ϵ_Y) MULTIPLICADA POR SU MÓDULO DE ELASTICIDAD (E_S).
PARA VALORES SUPERIORES DE DEFORMACIÓN UNITARIA CORRESPONDIENTES AL ESFUERZO DE FLUENCIA SE TIENE $\epsilon_Y = F_Y / E_S$, EL REFUERZO EN EL ACERO SE DEBE CONSIDERAR INDEPENDIENTE DE LA DEFORMACIÓN E IGUAL A F_Y

5.1.7.5.- DEFORMACIÓN UNITARIA MÁXIMA EN LA MAMPOSTERÍA.- LA MÁXIMA DEFORMACIÓN UNITARIA EN LA FIBRA EXTREMA EN COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA ϵ_{MU} DEBE TOMARSE COMO 0.003

5.1.7.6.- RELACIÓN ESFUERZO - DEFORMACIÓN PARA LA MAMPOSTERÍA.-

EN EL DISEÑO POR EL MÉTODO DE ÚLTIMA RESISTENCIA PUEDE CONSIDERARSE UNA DISTRIBUCIÓN RECTANGULAR DE ESFUERZOS DE COMPRESIÓN EN LA MAMPOSTERÍA DEFINIDA DE LA SIGUIENTE FORMA:

- A) SE SUPONE UN ESFUERZO UNIFORME DE COMPRESIÓN EN LA MAMPOSTERÍA CON UNA INTENSIDAD DE $0.85 \cdot F'_{cm}$ SOBRE UNA ZONA EQUIVALENTE LIMITADA POR LOS BORDES DE LA SECCIÓN EFECTIVA Y UNA LÍNEA RECTA PARALELA AL EJE NEUTRO DE LA SECCIÓN
- B) LA DIMENSIÓN DE LA ZONA EQUIVALENTE DE COMPRESIÓN (A), MEDIDA EN DIRECCIÓN PERPENDICULAR EL EJE NEUTRO A PARTIR DE LA FIBRA DE MÁXIMA COMPRESIÓN, DEBE SER EL 85% DE LA DIMENSIÓN COMPRIMIDA (C) DE LA SECCIÓN EN ESA DIRECCIÓN. CON ESTO SE TIENE QUE: $A = 0.85 \cdot C$

5.1.8.- MÓDULOS DE ELASTICIDAD Y DE CORTE.- PARA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL Y ACERO DE REFUERZO, SE TIENEN LOS SIGUIENTES:

5.1.8.1.- MÓDULO DE ELASTICIDAD.- PARA LOS MÓDULOS DE ELASTICIDAD SE DEBEN TOMAR LOS SIGUIENTES VALORES:

- PARA ACERO: $E_S = 2'000'000 \text{ Kg/cm}^2$ 5.4
- 5.5

- PARA MAMPOSTERÍA DE CONCRETO: $E_M = 750 \cdot F'_{CM} \leq 140000 \text{ Kg/cm}^2$ 5.6
- PARA MAMPOSTERÍA DE ARCILLA: $E_M = 500 \cdot F'_{CM} \leq 100000 \text{ Kg/cm}^2$ 5.7
- PARA MORTERO DE RELLENO: $E_R = 4000 \cdot \sqrt{F'_{CR}} \leq 200000 \text{ Kg/cm}^2$

EL VALOR DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD PARA MAMPOSTERÍA DE ARCILLA SE PUEDE ESTABLECER POR MEDIO DE ENSAYOS DE LABORATORIO TOMANDO LA SECANTE DESDE $0.05 \cdot F'_{CM}$ HASTA $0.33 \cdot F'_{CM}$. LOS REGISTROS HISTÓRICOS DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DETERMINADO EXPERIMENTALMENTE PARA PROYECTOS EN CONSTRUCCIÓN PUEDEN UTILIZARSE EN DISEÑOS POSTERIORES DE OBRAS CON MATERIALES SIMILARES

5.1.8.2.- MÓDULO DE CORTE.- PARA LOS MÓDULOS DE CORTANTE SE DEBEN TOMAR LOS SIGUIENTES VALORES:

- PARA MAMPOSTERÍA: $G_M = 0.4 \cdot E_M$ 5.8
- PARA MORTERO DE RELLENO: $G_R = 0.5 \cdot E_R$ 5.9

5.1.9.- CARGAS:

5.1.9.1.- SOLICITACIONES EMPLEADAS.- LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DEBEN DISEÑARSE PARA LOS EFECTOS DE LAS CARGAS COMBINADAS ESPECIFICADAS EN EL LITERAL 5.1.3.1

5.1.10.- CARACTERÍSTICAS DIMENSIONALES EFECTIVAS:

5.1.10.1.- ÁREA EFECTIVA (A_E). EL ÁREA EFECTIVA UTILIZADA PARA EL CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS AXIALES DEBE SER LA SUMA DEL ÁREA MÍNIMA DE CONTACTO ENTRE EL MORTERO DE PEGA Y LA UNIDAD DE MAMPOSTERÍA, Y EL ÁREA INYECTADA.

5.1.10.2.- ESPESOR EFECTIVO PARA EVALUAR EL EFECTO DE PANDEO (E_E). ESTE ESPESOR EFECTIVO SE LO DEBE TOMAR SEGÚN LA SIGUIENTE FORMA:

PARA MAMPOSTERÍAS SIN COLUMNAS DE ARRIOSTRAMIENTO, EL ESPESOR EFECTIVO ES SU ESPESOR REAL

5.1.10.3.- ALTURA EFECTIVA PARA EVALUAR EL EFECTO DE PANDEO (H'). PARA EL CASO LA ALTURA EFECTIVA CORRESPONDE A LA DISTANCIA LIBRE ENTRE APOYOS

LA RELACIÓN ENTRE ALTURA EFECTIVA Y ESPESOR EFECTIVO NO PUEDE SER SUPERIOR A 25 EN MUROS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

5.1.10.4- ANCHO EFECTIVO (B). EL ANCHO EFECTIVO EMPLEADO EN LOS CÁLCULOS DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN Y FLEXO-COMPRESIÓN DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONSTRUIDOS CON UNIDADES DE PERFORACIÓN VERTICAL DEBE TOMARSE DE LA SIGUIENTE MANERA:

A) **ANCHO EFECTIVO (B) PARA FLEXIÓN PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO.** CUANDO LA DIRECCIÓN DE LAS FUERZAS HORIZONTALES ES PERPENDICULAR AL PLANO DE LA MAMPOSTERÍA, E INDUCEN FLEXIÓN O FLEXO-COMPRESIÓN CON RESPECTO A UN EJE PARALELO AL MURO, EL ANCHO EFECTIVO (B) QUE SE DEBE TOMAR PARA EFECTOS DE DISEÑAR LA SECCIÓN ES:

PARA APAREJO TRABADO = MAYOR VALOR ENTRE 6 VECES EL ANCHO NOMINAL DEL MURO Y LA DISTANCIA CENTRO A CENTRO ENTRE REFUERZOS VERTICALES.

Y PARA APAREJO EN PETACA = EL MAYOR VALOR ENTRE 3 VECES EL ANCHO NOMINAL DEL MURO Y LA DISTANCIA CENTRO A CENTRO ENTRE REFUERZOS VERTICALES.

EN LA MAMPOSTERÍA CON TODAS SUS CELDAS INYECTADAS, LA SECCIÓN SE CONSIDERA SÓLIDA Y NO HAY NECESIDAD DE APLICAR LAS REDUCCIONES INDICADAS ANTERIORMENTE

B) **ANCHO EFECTIVO (B) PARA FLEXIÓN PARALELA AL PLANO DEL MURO.** CUANDO LA DIRECCIÓN DE LAS FUERZAS HORIZONTALES ES PARALELA AL PLANO DEL MURO, E INDUCEN FLEXIÓN O FLEXO-COMPRESIÓN CON RESPECTO A UN EJE PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO, EL ANCHO EFECTIVO (B) QUE SE DEBE TOMAR PARA EFECTO DE DISEÑO DE LA SECCIÓN ES IGUAL AL ANCHO SÓLIDO PROMEDIO DEL MURO. ESTO QUIERE DECIR QUE EL ANCHO

EFFECTIVO (B) CORRESPONDE AL ÁREA EFECTIVA DIVIDIDA POR LA LONGITUD HORIZONTAL DEL MURO. $B = A_e / L_w$

5.1.10.5- ÁREA EFECTIVA PARA DETERMINAR ESFUERZOS CORTANTES

(AMV). EL ÁREA EFECTIVA PARA CALCULAR ESFUERZOS CORTANTES EN MUROS DE MAMPOSTERÍA CONSTRUIDOS CON UNIDADES DE PERFORACIÓN VERTICAL DEBE TOMARSE DE LA SIGUIENTE MANERA:

- A) **ÁREA EFECTIVA (AMV) PARA CORTANTE EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO.** CUANDO LA DIRECCIÓN DE LA FUERZA HORIZONTAL ES PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO, E INDUCE ESFUERZOS CORTANTES EN ESA DIRECCIÓN, EL ÁREA EFECTIVA PARA CORTANTE ES IGUAL A ($A_e = A_{MV}$), EXCEPTO CUANDO SE EMPLEA MORTERO DE PEGA SÓLO EN LAS PAREDES LATERALES DE LA UNIDAD DE PERFORACIÓN VERTICAL, CASO EN EL CUAL A_{MV} CORRESPONDE A LA SUMA DE LAS PORCIONES DEL MURO INYECTADAS CON MORTERO DE RELLENO, INCLUYENDO LAS PAREDES DE LAS UNIDADES DE MAMPOSTERÍA QUE LAS CIRCUNDAN Y QUE TIENEN MORTERO DE PEGA
- B) **ÁREA EFECTIVA (AMV) PARA CORTANTE EN LA DIRECCIÓN PARALELA AL PLANO DEL MURO.** CUANDO LA DIRECCIÓN DE LAS FUERZAS HORIZONTALES ES PARALELA AL PLANO DEL MURO, E INDUCE ESFUERZOS CORTANTES EN ESA DIRECCIÓN, SOLO EL ALMA DE LA SECCIÓN RESISTE ESFUERZOS CORTANTES Y A_{MV} ES EL ÁREA NETA DEL ALMA DE LA SECCIÓN. GENERALMENTE $A_{MV} = B \cdot L_w$; SIENDO $B =$ ANCHO EFECTIVO DEL ALMA.

NO OBSTANTE, CUANDO HAY CONCENTRACIONES DE CELDAS INYECTADAS CON MORTERO DE RELLENO EN LOS EXTREMOS DEL MURO, EL ANCHO EFECTIVO PARA ESTE PROPÓSITO DEBE CALCULARSE EN LA ZONA CENTRAL DEL ALMA.

5.1.10.6- DISTANCIA ENTRE APOYOS EN VIGAS Y DINTELES.

PARA VIGAS Y DINTELES LA DISTANCIA MÁXIMA ENTRE APOYOS DEBE SER 32 VECES EL ANCHO EFECTIVO.

5.1.11.- RESISTENCIA PARA CARGA AXIAL DE COMPRESIÓN:

5.1.11.1.- MÁXIMA RESISTENCIA AXIAL TEÓRICA.- LA MÁXIMA RESISTENCIA AXIAL TEÓRICA DE UN MURO DE MAMPOSTERÍA SOMETIDO A CARGA AXIAL SIN EXCENTRICIDAD (P_o), SE OBTIENE MEDIANTE LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$P_o = 0.85 * f.'m(Ab - A_{st}) + A_{st} * f_y \leq f.'m * Ab \quad 5.10$$

5.1.11.2.- REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA AXIAL TEÓRICA POR ESBELTEZ.- EL EFECTO DE LA ESBELTEZ DE LA MAMPOSTERÍA EN LA RESISTENCIA NOMINAL PARA CARGA AXIAL SE OBTIENE POR MEDIO DEL PARÁMETRO (Re):

$$Re = 1 - \left[\frac{h.'}{40 * t} \right]^3 \quad 5.11$$

5.1.11.3.- RESISTENCIA NOMINAL PARA CARGA AXIAL.- LA RESISTENCIA NOMINAL PARA CARGA AXIAL DE COMPRESIÓN (P_n), SIN EXCENTRICIDAD Y TENIENDO EN CUENTA LOS EFECTOS DE ESBELTEZ, NO PUEDE SER MAYOR QUE EL VALOR DADO A CONTINUACIÓN:

$$P_n = 0.80 * P_o * Re \quad 5.12$$

5.1.11.4.- MÁXIMA RESISTENCIA DE DISEÑO PARA CARGA AXIAL.- LA MÁXIMA RESISTENCIA DE DISEÑO PARA CARGA AXIAL DE COMPRESIÓN (P_u), SIN EXCENTRICIDAD Y TENIENDO EN CUENTA LOS EFECTOS DE ESBELTEZ ESTÁ DADA POR LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$P_u \leq \phi * P_n \quad 5.13$$

5.1.12.- RESISTENCIA A FLEXIÓN SIN CARGA AXIAL:

5.1.12.1.- GENERAL.- CUANDO LA SECCIÓN DE LA MAMPOSTERÍA ESTÁ SOMETIDA A MOMENTO FLECTOR SIN LA PRESENCIA DE CARGA AXIAL, SE DEBE CUMPLIR LA SIGUIENTE CONDICIÓN:

$$M_u \leq \phi * M_n \quad 5.14$$

5.1.12.2.- SECCIONES CON REFUERZO A TRACCIÓN.- CUANDO LA SECCIÓN DEL MURO ESTÁ SIMPLEMENTE REFORZADA, LA RESISTENCIA

$$Mn = Ast * fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad 5.15 \qquad a = \frac{Ast * fy}{0.85 * f.'m * b} \quad 5.16$$

NOMINAL A FLEXIÓN (Mn), SE OBTIENE MEDIANTE:

5.1.13.- RESISTENCIA A CORTANTE EN LA DIRECCIÓN PARALELA AL PLANO DEL MURO:

5.1.13.1.- RESISTENCIA AL CORTE.- SE DEBE CUMPLIR LA SIGUIENTE CONDICIÓN CON RESPECTO A LA FUERZA CORTANTE QUE ACTÚA EN LA DIRECCIÓN PARALELA AL PLANO DEL MURO:

$$\phi * Vn \geq Vu \quad 5.17$$

Y

$$Vn = Vm + Vs \quad 5.18$$

5.1.13.2.- VALOR DE Vm.- EL CORTANTE NOMINAL RESISTIDO POR LA MAMPOSTERÍA (Vm), SE CALCULA CON LAS EXPRESIONES DADAS EN LA TABLA 5.1.13.2; DONDE (M) ES EL MOMENTO QUE OCURRE SIMULTÁNEAMENTE CON (V) EN LA SECCIÓN BAJO CONSIDERACIÓN; Y (D) SE TOMA COMO 0.8*Lw. AMV ESTÁ DEFINIDO EN EL LITERAL 5.1.10.5.

VER TABLA 5.1.13.2.

TABLA 5.1.13.2. VALOR DEL CORTE NOMINAL RESISTIDO POR LA MAMPOSTERÍA. (Vm)	
M / Vd	Vm
0.25 ≥ M / Vd	$Vm = 0.20 * Amv * \sqrt{f.'m}$
0.25 < M / Vd < 1.00	$Vm = \left[0.23 - 0.13 \left(\frac{M}{Vd} \right) \right] Amv * \sqrt{f.'m}$

$M / V_D \geq 1.00$	$V_m = 0.10 * A_{mv} * \sqrt{f'c} * m$
---------------------	--

5.1.13.3.- VALOR DE V_s . EL CORTANTE NOMINAL RESISTIDO POR EL ESFUERZO HORIZONTAL DE CORTE (V_s) SE CALCULA MEDIANTE LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$V_s = \rho_n * f_y * A_{mv} \quad 5.19$$

$$\rho_n = \frac{A_v}{s * t} \quad 5.20$$

ES IMPORTANTE MENCIONAR EN ESTE REFUERZO NO SE INCLUYE EL REFUERZO HORIZONTAL DE JUNTA.

5.1.13.3.1.- ELEMENTOS EMBEBIDOS PARA COLOCACIÓN DEL REFUERZO HORIZONTAL.

EN LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL DE UNIDADES DE PERFORACIÓN VERTICAL, EL REFUERZO HORIZONTAL QUE SE COLOCA PARA RESISTIR ESFUERZOS CORTANTES, SE DEBE LOCALIZAR DENTRO DE UNIDADES DE MAMPOSTERÍA ESPECIALES; DE ACUERDO CON LOS SIGUIENTES REQUISITOS:

- A) LAS UNIDADES ESPECIALES, EXTERIORMENTE DEBEN TENER LA MISMA APARIENCIA DE LAS UNIDADES DE PERFORACIÓN VERTICAL EMPLEADAS EN EL RESTO DEL MURO
- B) LAS UNIDADES ESPECIALES DEBEN TENER TABIQUES TRANSVERSALES DE MENOR ALTURA PARA PERMITIR LA COLOCACIÓN DEL REFUERZO HORIZONTAL
- C) LA CAVIDAD HORIZONTAL QUE SE PRODUCE SE INYECTA CON MORTERO DE RELLENO PARA EMBEBER EL REFUERZO HORIZONTAL, LLEVÁNDOLA HASTA LA PARTE SUPERIOR DE LA UNIDAD ESPECIAL
- D) ANTES DE SENTAR LAS UNIDADES ESPECIALES, COLOCANDO UN ANJEO, O UNA MALLA METÁLICA, O POR MEDIO DE OTRO PROCEDIMIENTO APROPIADO, SE DEBE IMPEDIR QUE EL MORTERO DE RELLENO CAIGA DENTRO DE LAS CELDAS VERTICALES QUE NO SE INYECTAN, SIN AFECTAR EL PASO DEL MORTERO DE RELLENO EN LAS CELDAS VERTICALES QUE SE VAN A INYECTAR

- E) EL REFUERZO HORIZONTAL QUE SE COLOCA DENTRO DE LA CELDA DEBE TERMINAR EN SUS EXTREMOS EN UN GANCHO ESTÁNDAR. EL GANCHO PUEDE TENER SU EXTENSIÓN LIBRE COLOCADA HACIA ARRIBA, HACIA ABAJO U HORIZONTAL; TENIENDO CUIDADO DE NO OBSTRUIR LAS OPERACIONES DE INYECCIÓN DEL MORTERO DE RELLENO

5.1.13.3.2.- REFUERZO HORIZONTAL DE JUNTA.- ÉSTE REFUERZO SE LO EMPLEA PRINCIPALMENTE PARA EL CONTROL DE LA FISURACIÓN POR EFECTOS DE TEMPERATURA Y RETRACCIÓN DE FRAGUADO. SE COLOCA DENTRO DE LAS JUNTAS HORIZONTALES DE PEGA, SEGÚN LOS SIGUIENTES REQUISITOS:

- A) ESTE REFUERZO NO PUEDE TENERSE EN CUENTA PARA EFECTO DE RESISTENCIA A LOS ESFUERZOS CORTANTES CONTRIBUIDOS POR EL REFUERZO
- B) EL DIÁMETRO MÍNIMO ES DE 4 MM. PROTEGERLO CON PRODUCTOS ANTICORROSIVOS
- C) EL DIÁMETRO NO PUEDE EXCEDER LA MITAD DEL ESPESOR DEL MORTERO DE PEGA

5.1.14.- REFUERZO LONGITUDINAL EN CELDAS QUE SE INYECTAN.- EL REFUERZO LONGITUDINAL QUE SE COLOCA DENTRO DE CELDAS DE UNIDADES DE PERFORACIÓN VERTICAL, CELDAS DE UNIDADES ESPECIALES O CAVIDADES QUE POSTERIORMENTE SE INYECTAN CON MORTERO, DEBE CUMPLIR CON LOS SIGUIENTES REQUISITOS BÁSICOS:

- A) EL DIÁMETRO MÍNIMO ES 10 MM
- B) PARA MUROS DE MAMPOSTERÍA DE MENOS DE 200 MM DE ESPESOR NO SE PUEDE TENER UN DIÁMETRO MAYOR A 20 MM Y UNA CUANTÍA MÍNIMA DE 0.0015
- C) EL DIÁMETRO NO PUEDE EXCEDER LA MITAD DE LA MENOR DIMENSIÓN LIBRE DE LA CELDA
- D) EN MAMPOSTERÍA DE UNIDADES DE PERFORACIÓN VERTICAL SOLO DEBE COLOCARSE UNA BARRA DE REFUERZO VERTICAL POR CELDA. CUANDO LA DIMENSIÓN MENOR DE LA CELDA SEA MAYOR DE 140 MM

SE PERMITE COLOCAR DOS BARRAS POR CELDA, SIEMPRE Y CUANDO SU DIÁMETRO NO SEA MAYOR A 16 MM

- E) PARA LAS BARRAS DE ACERO COLOCADAS EN CELDAS DE PERFORACIÓN VERTICAL EN MAMPOSTERÍA EXPUESTA LA CONTACTO CON LA TIERRA O INTEMPERIE, EL RECUBRIMIENTO $K = 51$ MM PARA ACEROS CON $\phi > 16$ MM O RECUBRIMIENTO $K = 38$ MM PARA ACEROS CON $\phi \leq 16$ MM
- F) PARA MUROS MAMPOSTERÍA NO EXPUESTOS AL CONTACTO CON TIERRA O INTEMPERIE $K = 38$ MM

5.1.15.- DESARROLLO DEL REFUERZO EMBEBIDO EN MORTERO DE RELLENO.- LA TRACCIÓN O COMPRESIÓN CALCULADA EN CADA SECCIÓN DEL MURO DE MAMPOSTERÍA DEBE SER DESARROLLADA A CADA LADO DE LA SECCIÓN MEDIANTE LA LONGITUD DE DESARROLLO, GANCHO, ANCLAJE MECÁNICO O UNA COMBINACIÓN DE LOS MISMOS

5.1.15.1.- LONGITUD DE DESARROLLO (LD).- LA LONGITUD DE DESARROLLO (LD) PARA BARRAS CORRUGADAS EMBEBIDAS EN MORTERO DE RELLENO SE DETERMINA MEDIANTE LA ECUACIÓN:

$$ld = \frac{lde}{\phi} \geq 300mm \quad 5.21$$

DONDE:

$$lde = \frac{1.8 * db^2 * fy}{K \sqrt{f.'m}} \leq 52 * db \quad 5.22$$

$K =$ RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO Y NO DEBE EXCEDER $3 * db$
 $f.'m =$ RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA (KG/CM²)

$fy =$ FLUENCIA DEL ACERO (KG/CM²)

$db =$ DIÁMETRO DE LA BARRA DE ACERO (CM)

$lde =$ LONGITUD DE DESARROLLO BÁSICA. (CM)

$\phi =$ COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA = 0.8 PARA DESARROLLO DEL REFUERZO

LD = LONGITUD DE DESARROLLO REQUERIDA PARA EL REFUERZO. (CM)

5.1.15.2.- TRASLAPE.- LA LONGITUD DE TRASLAPE SE DEBE TOMAR IGUAL A LA LONGITUD DE DESARROLLO LD

5.1.15.3.- EMPALMES MECÁNICOS O SOLDADOS.- DEBEN SER CAPACES DE RESISTIR POR LO MENOS 1.25 VECES EL FY DE LA BARRA DE ACERO

5.1.16.- GANCHOS ESTÁNDAR.- SE APLICAN DE LA SIGUIENTE MANERA:

- A) UN DOBLEZ DE 180 GRADOS MÁS UNA EXTENSIÓN RECTA DE AL MENOS 4*DB, PERO NO MENOR A 64MM EN EL EXTREMOS LIBRE DE LA BARRA
- B) UN DOBLEZ DE 90 GRADOS MÁS UNA EXTENSIÓN RECTA DE AL MENOS 12*DB EN EL EXTREMO LIBRE DE LA BARRA

5.2.- HIPÓTESIS Y PRINCIPIOS GENERALES PARA EL CÁLCULO Y DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL POR EL MÉTODO DE LOS ESFUERZOS ADMISIBLES. (Ver ANEXO A.5):

5.2.1.- NOMENCLATURA:

AE = ÁREA EFECTIVA DEL ELEMENTO; CM²

AS = ASREQ = ÁREA DE ACERO DE REFUERZO REQUERIDO; CM²

ASB = ÁREA DE ACERO DE REFUERZO EN LA CONDICIÓN BALANCEADA;
CM²

ASC = ÁREA DE ACERO DEL CONECTOR; CM²

AV = ÁREA DE ACERO REQUERIDO POR CORTE; CM²

D = DISTANCIA CENTROIDE DEL ACERO DE REFUERZO A LA FIBRA
EXTREMA DE COMPRESIÓN; CM

E = ESPESOR REAL DEL MURO; CM

EM = MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LA MAMPOSTERÍA; KG/CM²

Es = MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO DE REFUERZO; KG/CM²

ε M = DEFORMACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

ϵ_s = DEFORMACIÓN DEL ACERO
 F_y = RESISTENCIA A LA FLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO; KG/CM²
 F'_m = RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA; KG/CM²
 F_B = ESFUERZO ADMISIBLE A COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA DEBIDO A FLEXIÓN; KG/CM²
 F_s = ESFUERZO ACTUANTE DEL ACERO; KG/CM²
 F_s = ESFUERZO ADMISIBLE DEL ACERO; KG/CM²
 F_v = ESFUERZO CORTANTE ACTUANTE SOLICITADO; KG/CM²
 F_v = ESFUERZO ADMISIBLE DE CORTE; KG/CM²
 H = ALTURA DE LA PIEZA DE LADRILLO; CM
 H' = ALTURA EFECTIVA DEL MURO DE MAMPOSTERÍA; CM
 H'/B = RELACIÓN DE ESBELTEZ DEL MURO DE MAMPOSTERÍA
 D = DISTANCIA DESDE LA CARA DE COMPRESIÓN AL CENTROIDE DEL REFUERZO EN TRACCIÓN; CM
 J = FACTOR DEL BRAZO DE PALANCA TRACCIÓN – COMPRESIÓN; ADIMENSIONAL. $J = 0.8 - 1.0$
 J_D = DISTANCIA CENTROIDE DEL ACERO DE REFUERZO A LA FUERZA DE COMPRESIÓN (CM); CM
 K_D = DISTANCIA DEL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA DE COMPRESIÓN; CM
 K_{BD} = DISTANCIA EJE NEUTRO A FIBRA EXTREMA COMPRESIÓN EN CONDICIÓN BALANCEADA; CM
 L = DIMENSIÓN LARGA DE LA PIEZA DE LADRILLO; CM
 L_w = ANCHO DEL MURO DE MAMPOSTERÍA; CM
 M = MOMENTO FLEXIONANTE ACTUANTE QUE ACTÚA EN LA MAMPOSTERÍA; TN-M
 M_s = MOMENTO QUE RESISTE LA SECCIÓN DE MAMPOSTERÍA
 n = RAZÓN MODULAR = E_s / E_m
 P = CARGA DE COMPRESIÓN ACTUANTE; KG
 s = ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO PARA EL CORTANTE; CM
 s_1 = ESPACIAMIENTO ENTRE CONECTORES; CM
 t = ESPESOR EQUIVALENTE; CM
 ρ = CUANTÍA DE REFUERZO A TRACCIÓN POR FLEXIÓN; $\rho = A_s * B * D$
 ρ_B = CUANTÍA BALANCEADA

V = FUERZA DE CORTE QUE ACTÚA BAJO CARGAS DE SERVICIO. TAMBIÉN ES LA FUERZA DE CORTE QUE TOMA EL ACERO DE REFUERZO; KG

5.2.2.- Combinaciones de Carga para estructuras de mampostería estructural, usando el método de los ESFUERZOS ADMISIBLES.-

Este método es basado en la acción de las cargas de servicio de la estructura. Para el diseño se tomará en cuenta a todas las cargas indicadas a continuación y sus correspondientes combinaciones.

ASÍ EL DISEÑO DEBE REALIZARSE PARA LA COMBINACIÓN QUE PRODUZCA EL EFECTO MÁS DESFAVORABLE EN LA EDIFICACIÓN, EN SU CIMENTACIÓN O EN EL ELEMENTO ESTRUCTURAL BAJO CONSIDERACIÓN.

$D + L$	5.23
$D \pm 0.7 * E$	5.24
$D + L \pm 0.7 * E$	5.25

D = Carga Muerta

L = Carga Viva

E = SISMO

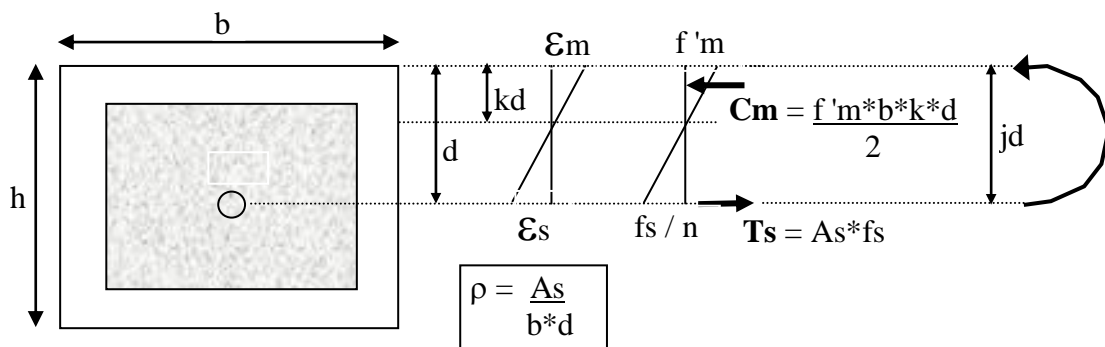
Ver en Anexo A.5 las fuerzas internas que actúan en los muros de mampostería:

AXIAL, CORTE Y MOMENTO, OBTENIDAS DE LA CORRIDA DE LA ESTRUCTURA EN ETABS V8.2.6

5.2.3.- Diseño Elementos de Mampostería Estructural por Esfuerzos Admisibles

5.2.3.1.- Diseño de miembros de Mampostería de Ladrillo Estructural, sujetos a Solicitaciones de Flexión, según ESFUERZOS ADMISIBLES.-

Así se tiene un elemento de mampostería de ladrillo reforzada cualquiera sujeto a flexión, cuya sección transversal es la siguiente:



Si se supone que el comportamiento de la mampostería reforzada es:

- Elástico lineal
- Homogéneo
- Isotrópico

Se podrá calcular la capacidad a flexión de la sección mostrada en base de las siguientes hipótesis:

- 1) Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión
- 2) La mampostería no resiste tensiones
- 3) La relación esfuerzo – deformación de la mampostería en compresión es lineal
- 4) La relación esfuerzo – deformación del acero de refuerzo en tensión es lineal
- 5) Existe una perfecta adherencia entre el refuerzo y la mampostería

De la hipótesis 5, se tiene que, en cualquier fibra:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_m \quad 5.26$$

De las hipótesis 3 y 4 resulta que:

$$\frac{f_s}{E_s} = \frac{f' \cdot m}{E_m}$$

$$f_s = \frac{E_s}{E_m} * f' \cdot m = n * f' \cdot m$$

De la geometría del bloque de esfuerzos se tiene que:

$$\frac{f' \cdot m}{kd} = \frac{f_s}{d - kd}$$

$$\boxed{f_s = n * f' \cdot m \frac{1-k}{k}} \quad 5.27$$

Por Equilibrio de Fuerzas:

$$C = T$$

$$\frac{f' \cdot m * b * kd}{2} = A_s * f_s = \rho b d f_s = \rho b d n f' \cdot m \frac{1-k}{k}$$

$$\frac{k}{2} = \rho * n \frac{1-k}{k}$$

$$\boxed{k^2 + 2\rho n k - 2\rho n = 0} \quad 5.28$$

Por Equilibrio de Momentos:

$$\Sigma M = 0$$

$$M = C * jd = T * jd$$

Calculando la Capacidad a Flexión con base en el refuerzo provisto a tensión, se tiene:

$$Ms = As * fs * jd \quad 5.29$$

$$Ms = \rho b d^2 * fs * j$$

Según el gráfico se tiene:

$$jd = d - \frac{kd}{3} \quad 5.30$$

Si el refuerzo de tensión actuante en el acero de refuerzo es igual al esfuerzo admisible ($f_s = F_s$), entonces la capacidad de momento de la sección se limita por los esfuerzos admisibles a tensión del acero de refuerzo (F_s)

Por lo tanto se tomarán en cuenta los siguientes esfuerzos admisibles del acero, de acuerdo a la tabla 5.2.3.1:

Tabla 5.2.3.1. Para obtener el Esfuerzo Admisible del Acero (F_s)	
Esfuerzo Admisible de tensión del Acero (F_s) (Kg/cm ²)	Grados de Acero para cada tipo de Esfuerzo Admisible
20 ksi (1407.4 Kg/cm ²)	Para Aceros Grado 40 y 50 (2800 – 3500 Kg/cm ²)
24 ksi (1690 Kg/cm ²)	Para Aceros Grado 60 (4200 Kg/cm ²)
30 ksi (2112 Kg/cm ²)	Para Alambres Corrugados Laminados en Frío

CALCULANDO LA CAPACIDAD A MOMENTO CON BASE EN EL BLOQUE EFECTIVO DE ESFUERZOS EN LA MAMPOSTERÍA SE TIENE:

$$Mm = 0.5 * f'_{m} * b * k * d * j * d$$

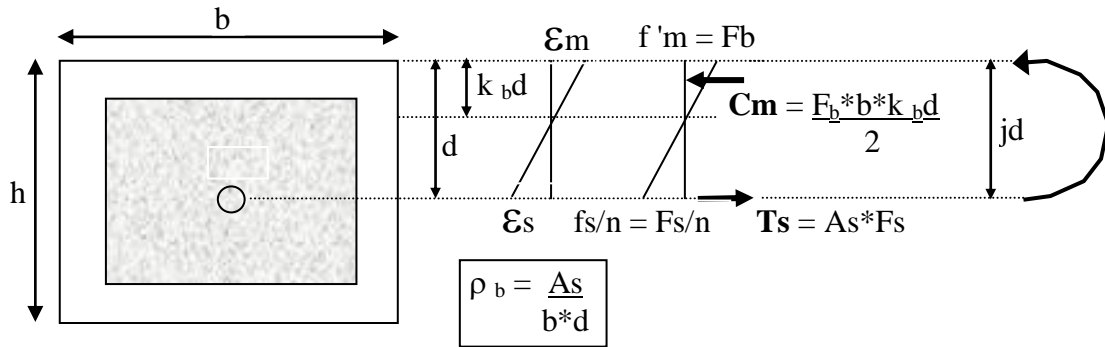
$$Mm = 0.5 * f'_{m} * j * k * b * d^2 \quad 5.31$$

Si el esfuerzo máximo de compresión actuante en la mampostería corresponde a su esfuerzo admisible ($f'_m = F_b$), entonces la capacidad a momento flector estará limitada por el esfuerzo admisible a compresión de la mampostería.

Por lo tanto, se tomará en cuenta el siguiente esfuerzo admisible de la mampostería:

$$F_b \leq 0.33 f'_{m} \quad 5.32$$

5.2.3.2.- Condición Balanceada.- La condición balanceada en la mampostería de ladrillo reforzado utilizando un criterio de diseño por esfuerzos admisibles ocurre cuando simultáneamente se alcanzan el esfuerzo admisible de la mampostería a compresión (F_b) en su fibra extrema y el esfuerzo admisible a tensión del acero de refuerzo (F_s); como se muestra en el siguiente bloque de esfuerzos:



Por tanto para alcanzar esta condición se tiene que:

$$f'_m = F_b$$

$$f_s = F_s$$

Por geometría en el bloque de esfuerzos se tiene que:

$$\frac{F_b}{k_b d} = \frac{F_b + \frac{F_s}{n}}{d}$$

$$k_b = \frac{F_b}{F_b + \frac{F_s}{n}}$$

$$k_b = \frac{n}{n + \frac{F_s}{F_b}}$$

5.33

Por equilibrio se tiene que:

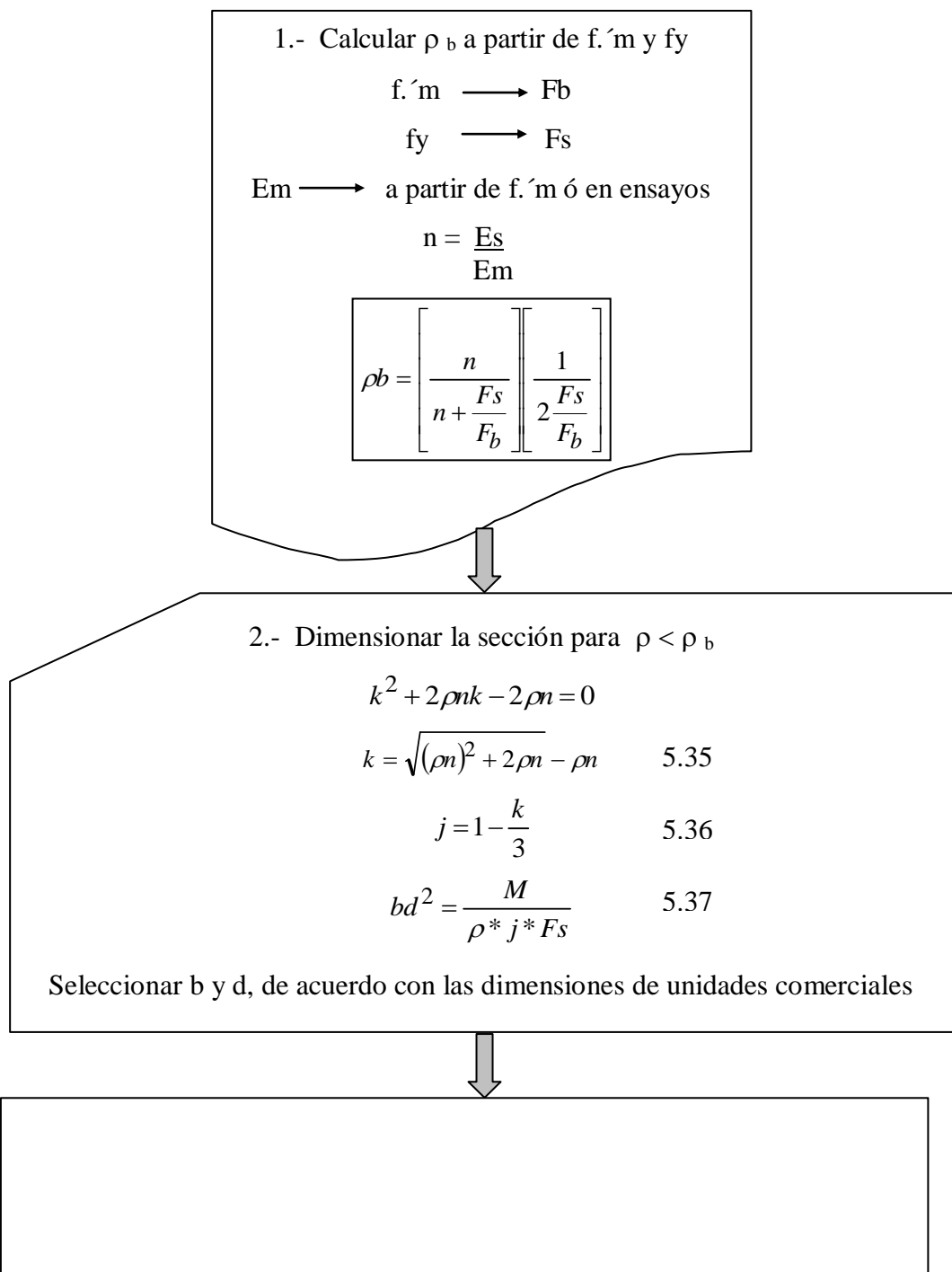
$$C = T$$

$$\frac{F_b * b * k_b d}{2} = \rho_b * b * d * F_s$$

$$\rho_b = \frac{F_b * k_b}{2 F_s} = \frac{F_b}{2 F_s} \frac{n}{n + \frac{F_s}{F_b}}$$

$$\rho_b = \left[\frac{n}{n + \frac{F_s}{F_b}} \right] \left[\frac{1}{2 \frac{F_s}{F_b}} \right] \quad 5.34$$

5.2.3.3.- Procedimiento de Diseño.- Para determinar el tamaño de la sección transversal y la cantidad de refuerzo requerido de la mampostería armada, ante la solicitación más crítica, que corresponde a la de momento flexionante; se desarrolló y se aplicó el siguiente procedimiento de diseño:



3.- Determinar el refuerzo necesario

$$As.req = \frac{M}{F_s * j * d} \quad 5.38$$

A partir de $As.req$ se determina el número y diámetro de las barras de acero



4.- Comprobar el Diseño

$$M_s = A_s * F_s * j d \quad 5.39 \quad \longrightarrow \quad M_s > M$$

$$f_m = \frac{M_s}{0.5 * j * k * b * d^2} \quad 5.40 \quad \longrightarrow \quad f_m \leq F_b$$

5.2.4.- Diseño por Corte.- Para el método de los esfuerzos admisibles, en el cálculo del cortante en muros de mampostería armada se emplearon los siguientes esfuerzos:

- Esfuerzo cortante actuante solicitado (f_v)
- Esfuerzo admisible de corte en la mampostería armada (F_v)

5.2.4.1.- Esfuerzo cortante actuante (f_v):

$$f_v = \frac{V}{t * j * h'} \quad 5.41$$

Donde $j = 0.8$ en caso de no realizar un análisis de compatibilidad de deformaciones

5.2.4.2.- Esfuerzo admisible de corte (F_v):

- Si la mampostería toma todo el cortante se aplica:

$$\frac{M}{V * h'} < 1.0 \quad F_v = 0.08 * \left(4 - \frac{M}{V * h'} \right) \sqrt{f' * m} \leq \left(5.6 - 3.1 \frac{M}{V * h'} \right) \quad 5.42$$

$$\frac{M}{V * h'} \geq 1.0 \quad F_v = 0.26 \sqrt{f' * m} \leq 2.5 \quad 5.43$$

- Si el refuerzo toma todo el cortante se aplica:

$$\frac{M}{V * h'} < 1.0 \quad F_v = 0.13 * \left(4 - \frac{M}{V * h'} \right) \sqrt{f' m} \leq \left(8.4 - 3.1 \frac{M}{V * h'} \right) \quad 5.44$$

$$\frac{M}{V * h'} \geq 1.0 \quad F_v = 0.39 \sqrt{f' m} \leq 5.2 \quad 5.45$$

5.2.4.3.- Condición a cumplir en los Esfuerzos Admisibles: $F_v \geq f_v$ 5.45

5.2.4.4.- Refuerzo Transversal requerido.- La cantidad de refuerzo transversal requerido se debe calcular mediante la expresión:

$$A_v = \frac{f_v * t * s}{F_s} \quad 5.46$$

Donde s es el espaciamiento de refuerzo al corte y no debe exceder de 1.20 m

5.2.4.4.1.- Esfuerzo Admisible en el Refuerzo (Fs).- Se aplicará la siguiente fórmula para esfuerzo en el refuerzo por carga axial, momento o corte, y para varillas corrugadas:

$$F_s = 0.5 * f_y \leq 1700 (kg / cm^2) \quad 5.47$$

5.2.4.4.2.- Colocación del refuerzo transversal de corte.- Este refuerzo debe colocarse en piezas especiales tipo viga, ubicadas máximo cada 1.20m.

Dentro del área de refuerzo transversal no debe incluirse el refuerzo colocado en las juntas de mortero de la mampostería armada, el cual solo cumple funciones de disminución de la fisuración.

5.3.- HIPÓTESIS Y PRINCIPIOS GENERALES PARA EL CÁLCULO Y DISEÑO DE VIGAS EN UNA ESTRUCTURA CONFORMADA POR MUROS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. (Ver ANEXO A.5):

5.3.1.- Predimensionamiento de las Vigas.- De acuerdo con el CEC2000 para el predimensionamiento de vigas se procedió a realizar lo siguiente:

5.3.1.1.- Nomenclatura:

b = Base de la sección de viga; cm

d = Altura efectiva de la viga; cm

CM = Carga Muerta

CV = Carga Viga

CT = Carga total = CM + CV

$f'c$ = Resistencia del hormigón; Kg/cm²

f_y = Fluencia del acero; Kg/cm²

ϕ = Factor de reducción de resistencia por flexión

h = Altura viga; cm

L = Longitud vano (luz larga); m

m = Luz corta / Luz Larga = s / L

Mu = Momento actuante mayorado; Kg-cm

M_{EXTU} = Momento externo último; Kg-cm

MR = Momento resistente; Kg-cm

s = Luz corta; m

W = Carga uniforme

5.3.1.2.- Análisis de Cargas.- El análisis se realizó por m², e intervienen:

- Peso propio de la losa
- Peso de vigas (20% de peso losa)
- Peso de Paredes (De ladrillo = 0.4 T/m²)
- Peso de Enlucidos y Macillados
- Peso Acabados


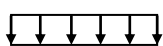
* Peso Carga Muerta (CM)

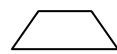
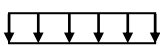
* Peso Carga Viva (CV) = 0.2 T/m² (para vivienda)

* Carga Total = CM + CV

5.3.1.3.- Mosaico de Cargas y Equivalencia de Cargas.- El mosaico consistió en determinar la carga cooperante que recibe cada viga y se realizó tomando en cuenta la dimensión de los vanos y configuración en planta del proyecto

Luego se realizaron la correspondiente equivalencia de carga triangular y trapezoidal a carga uniforme según las siguientes expresiones:

 Equivale a  Mediante la fórmula; $\rightarrow \frac{W * s}{3}$

 Equivale a  Mediante la fórmula; $\rightarrow \frac{W * s}{3} * \left(\frac{3 - m^2}{2} \right) \quad m = \frac{s}{L}$

DONDE : W = CARGA TOTAL (T/M²)

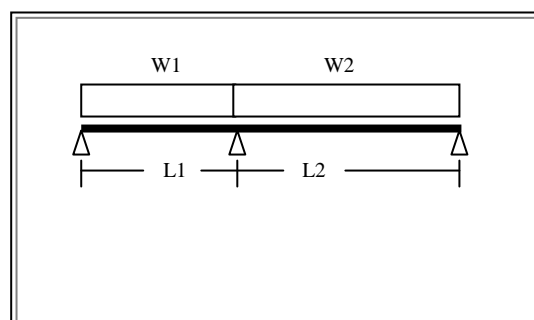
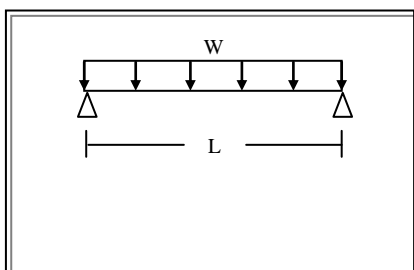
S = LUZ CORTA

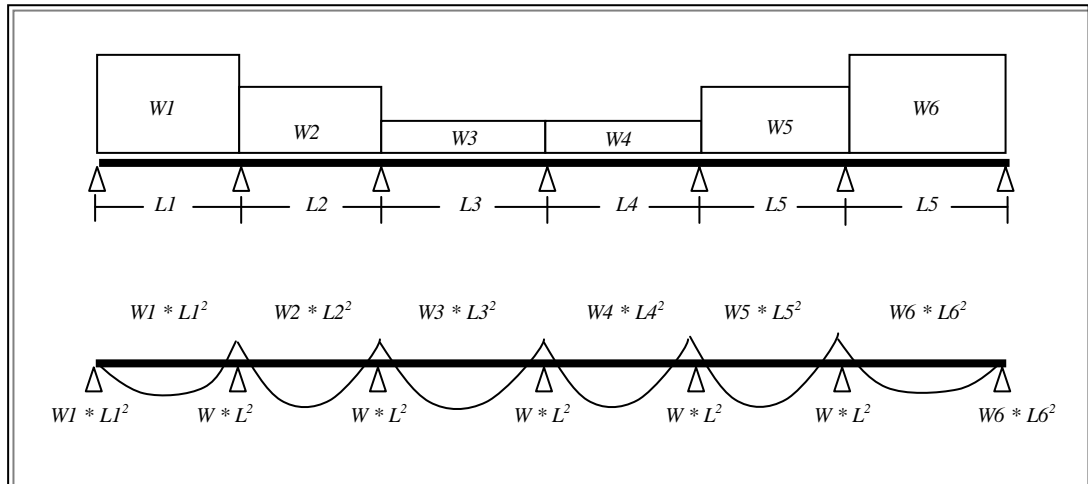
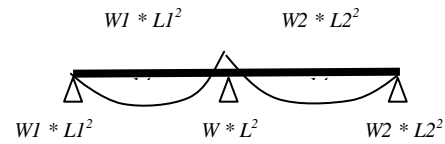
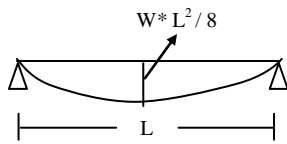
L = LUZ LARGA

5.3.1.4.- Momentos de Prediseño.- Para la determinación de los momentos de prediseño se aplicaron los coeficientes del ACI. Para esto el código plantea los siguientes condicionamientos:

- a) Para aplicar los coeficientes del ACI, las luces adyacentes tendrán una variación máxima de $\pm 20\%$
- b) La carga sobre las vigas debe ser uniformemente distribuida
- c) El número mínimo de vanos para utilizar estos coeficientes es 2

Así se usaron los siguientes coeficientes de acuerdo a la configuración en planta de las vigas:





FINALMENTE SE APLICARON LAS SIGUIENTES EXPRESIONES PARA OBTENER LA SECCIÓN DE VIGA PREDIMENSIONADA:

$$MR \geq (M_{EXTU}) / \phi \quad d = \sqrt{\frac{MR}{Ru * b}} \quad 5.48$$

5.3.2.- Diseño de las Vigas.- Siguiendo con la normativa del código ACI para el diseño de las vigas se aplicó el siguiente procedimiento:

- Las vigas serán diseñadas a flexión por lo que se tendrá como dato el momento último que actúa en la viga
- Se calcula la cuantía (ρ) mediante la expresión:

$$\rho = 0.85 * \frac{f'c}{fy} \left[1 - \left(1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad 5.49$$

- Se compara con la cuantía mínima para flexión en vigas $\rho_{min} = 14/fy$ y se compara con la expresión anterior para determinar la cuantía a usar

- Se calcula el área de acero que se necesita para absorber el momento mediante:

$$A_s = \rho * b * d \quad 5.50$$

- Al final se hace una comparación entre momento externo último y momento resistente para saber si la viga es simple o doblemente armada

5.3.2.1.- Combinaciones de Carga.- Se plantean las posibles siguientes combinaciones de carga, para diseñar con aquella combinación crítica o envolvente:

$$1.4 * D + 1.7 * L$$

$$1.05 * D + 1.28 * L \pm E$$

$$0.9 * D \pm E$$

Ver en Anexo A.5 las fuerzas internas de la envolvente que actúan en las vigas de la estructura: Axial, Corte y Momento, obtenidas de la corrida de la estructura en Etabs v8.2.6

5.3.3.- Diseño por Corte.- Siguiendo lo indicado en el ACI se procedió de la siguiente manera para el cálculo de los estribos a corte en las vigas.

5.3.3.1.- Espaciamiento (s) de Estribos por Confinamiento.- Para que el hormigón sea capaz de soportar los esfuerzos que produce la fluencia del acero sin llegar al colapso, es necesario confinarlo. Por lo tanto en los extremos de las vigas se deberá cumplir la siguiente condición:

- * Diámetro Estribo ≥ 10 mm (Estribos en Estructuras Importantes ≥ 5 Pisos)
- * $s =$ menor valor ($d/4$; $8 * \text{Diámetro Var. Longitud}$; $24 * \text{Diámetro Var. Estribo}$; 30 cm)

5.3.3.2.- Refuerzo Transversal por Corte.- El cortante debido a las cargas exteriores (cortante actuante) está compuesto por el corte último Hiperestático e Isostático, así:

$$V_{uACTUANTE} = V_{uISISTATICO} + V_{uHIPERESTATICO} \quad 5.51$$

5.3.3.2.1.- Corte Hiperestático.- El cortante Hiperestático crítico (cuando se forman rótulas plásticas y el acero de refuerzo fluye); se calculó como el mayor valor de las dos expresiones que se muestra a continuación:

$$V_{uhiper2} = \frac{M_i^+ + M_d^-}{L_{libre}} \quad 5.52 \quad V_{uhiper1} = \frac{M_i^- + M_d^+}{L_{libre}} \quad 5.53$$

De entre estos dos posibles cortantes hiperestáticos se escogió el mayor.

Es importante señalar que el sismo produce una gráfica de momentos lineal, pero adicionalmente puede ser positivo o negativo debido a que éste se presenta tanto en una dirección como en otra.

También cabe señalar que los cuatro momentos M_i^+ , M_d^- , M_i^- , M_d^+ , corresponden al momento último (M_u), que resisten las varillas longitudinales de la viga cuando aparecen las rótulas.

Así estos cuatro momentos fueron calculados mediante la expresión:

$$M_u = 1.25 * f_y * A_s * \left(d - \frac{1.25 * A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \quad 5.54$$

5.3.3.2.2.- Corte Isostático.- Para el cálculo del corte Isostático se consideraron la carga muerta y viva, afectadas por los coeficientes del estado de carga para sismo, ya que se producen las rótulas plásticas.

Así éste corte se calculó basándose en la carga última (q_u), afectada por el factor por sismo. Entonces, la carga última afectada por el sismo se calculó mediante la siguiente expresión:

$$q_u = 0.75 * (1.4 * CM + 1.7 * CV) \quad 5.55$$

5.3.3.3.- Condición a cumplir.- Para tener un diseño satisfactorio de los estribos en las vigas, se verificó que se cumpla la siguiente condición:

$$V_{uACTUANTE} \leq V_{uRESISTENTE} \quad 5.56$$

5.3.3.4.- Controles a realizar.- Se realizaron tres controles, que permiten chequear el efecto del hormigón, los cortantes y el espaciamiento.

5.3.3.4.1.- 1er. Control.- Permite calcular el aporte del concreto y el acero en la ecuación de resistencia. El aporte del concreto es V_c y del acero es V_s , y la ecuación del cortante resistente es:

$$V_{uRESISTENTE} = \phi * (V_c + V_s) \quad 5.57$$

Entonces si el concreto no trabaja se tiene $V_c = 0$. Y esto se verifica mediante:

$$V_{uHIPER} > 0.5 * V_{uACTUANTE} \quad 5.58$$

Pero para nuestro caso $V_c \neq 0$ y este valor se obtuvo mediante:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad 5.59$$

De la ecuación de cortante resistente se despeja el valor del aporte del acero (V_s) en el corte. Así:

$$V_s = \frac{V_{u_{actu}}}{\phi} - V_c \quad 5.60$$

5.3.3.4.2.- 2do. Control.- Se verifica el corte en el acero (V_s) mediante la ecuación:

$$V_s < 2.1\sqrt{f'c} * b * d \quad 5.61$$

Si se cumple con esta condición se tiene que aumentar la sección de viga, puesto que hay poco concreto.

Sin embargo, para nuestro caso la sección de viga adoptada satisface la ecuación y se continúa con el siguiente control

5.3.3.4.3.- 3er. Control.- Se verifica si el corte en el acero (V_s) es importante.

Si esto es así se debe controlar que el espaciamiento entre los estribos sea conservador.

$$V_s > 1.06\sqrt{f'c} * b * d \rightarrow s_{MAX} = \frac{d}{4}$$

5.3.3.5.- Área del Estribo (A_v). Para el cálculo del área de estribos se empleó la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d} \quad 5.62$$

5.4.- HIPÓTESIS Y PRINCIPIOS GENERALES PARA EL CÁLCULO Y DISEÑO DE LOSAS EN UNA ESTRUCTURA CONFORMADA POR MUROS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. (Ver ANEXO A.5):

5.4.1.- Nomenclatura:

Asd = Armadura de distribución; cm^2

As_{MIN} = Armadura mínima; cm^2

b = Ancho de la sección; cm

d = Altura efectiva; cm

CTu = Carga total mayorada; T/m^2

ϕ = Factor de reducción de resistencia

f'c = Resistencia del hormigón; Kg/cm^2

Fy = Fluencia del acero; Kg/cm^2

fm = Factor de mayoración

h_{MIN} = Espesor mínimo losa bidireccional; cm

H_{MIN} = Espesor mínimo losa unidireccional; cm

L = Longitud entre apoyos para chequeo por corte; m

Ln = Lado mayor de losa; m

Lproy = Luz proyectada; m

Lx = Luz mayor de la losa; m

L_y = Luz menor de la losa; m
 m_x = Momento de tabla del Ing. Romo en dirección x
 m_y = Momento de tabla del Ing. Romo en dirección y
 M_x = Momento de diseño en dirección x
 M_y = Momento de diseño en dirección y
 q = Carga uniforme sin mayorar
 q_u = Carga uniforme mayorada
 ρ_{\min} = Cuantía mínima
 t = Altura de la sección de losa
 v_c = Esfuerzo cortante de cálculo; Kg/cm²
 v_p = Esfuerzo cortante permisible; Kg/cm²
 V_u = Cortante ultimo; Kg

5.4.2.- Diseño por Flexión:

5.4.2.1.- Panel Crítico.- De acuerdo a la configuración en planta del proyecto se analizaron las luces de cada panel y se determinó un panel crítico, el cual contenga las mayores luces.

Además por las características de la estructura de estar conformada en su mayor parte por muros de mampostería estructural, las losas fueron modeladas como diafragma rígido de manera que las cargas se transmitan uniformemente en los dos sentidos a los muros de mampostería. Por tal motivo se optó por diseñar una losa maciza bidireccional

5.4.2.2.- Predimensionamiento.- Para determinar el espesor o altura mínima de la losa bidireccional se empleó la siguiente expresión:

$$h_{\min} = \frac{L_n * (800 + 0.0712 f_y)}{36000} \quad 5.63$$

5.4.2.3.- Análisis de Cargas.- El análisis se realizó por m², e intervienen:

- Peso propio de la losa
 - Peso de Enlucidos y Macillados
 - Peso Acabados
- } * Peso Carga Muerta (CM)

* Peso Carga Viva (CV) = 0.2 T/m² (para vivienda)

* Carga Total = CM + CV

5.4.2.4.- Cálculo de los Momentos de Diseño.- Para el cálculo de los momentos de diseño se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- La losa maciza bidireccional se diseñó para cargas de tipo verticales
- Las cargas verticales se determinaron de acuerdo con el análisis de cargas ya expuesto en 5.4.2.3
- La carga de diseño o carga total última se determinó de acuerdo a la siguiente expresión: $CT_u = 1.4CM + 1.7CV$
- Respecto a las condiciones de apoyo que se debe modelar para la losa, se determinó que sea apoyada en sus 4 lados. De esta forma se modela la presencia de los muros de mampostería no integrados a la losa
- La relación L_y/L_x se determinó de manera que $L_y =$ lado menor y $L_x =$ lado mayor
- Para el cálculo de los momentos de diseño se emplearon las tablas de coeficientes desarrolladas por el Ing. Marcelo Romo; M.Sc. (Tabla ver en Anexo A.5. Cálculo y Diseño de Losas)
- Basándose en estos momentos se diseñó para losa bidireccional maciza y con la condición de apoyo señalada se calculó la cuantía que se necesita mediante la expresión ya conocida:

$$\rho = 0.85 * \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \left(1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f_c * b * d^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right]$$

- Se calculó también la armadura mínima para la losa de panel crítico mediante la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d \quad 5.64$$

5.4.3.- Verificación del Cortante.- Para la verificación del cortante se comparó el cortante de cálculo (v_c) con el cortante permisible (v_p). Así:

$$v_c \leq v_p$$

$$v.c = \frac{Vu}{\phi * b * d} \quad 5.65$$

$$v.p = 0.53 \sqrt{f.'c} \quad 5.66$$

5.4.4.- Diseño de Losa de Escaleras.- Para el diseño de la losa para escaleras se definió que por su configuración en planta se debe modelar una losa maciza unidireccional

5.4.4.1.- Predimensionamiento.- Para determinar su altura mínima se aplicó la siguiente expresión:

$$H_{\min} = \frac{L_{\text{proy}}}{24} \quad 5.67$$

5.4.4.2.- Análisis de Cargas.- El análisis se realizó por m, e intervienen:

- Peso propio de la losa
 - Peso Escalones
 - Peso de Enlucidos y Macillados
 - Peso Acabados
 - Peso Pasamano
- } * Peso Carga Muerta (CM)

* Peso Carga Viva (CV) = 0.5 T/m² (según CEC2000)

* Carga Total = CM + CV

5.4.4.3.- Modelo Matemático.- Se determinó como un modelo matemático óptimo el modelo empotrado – apoyado, puesto que el bloque de escaleras es independiente de la estructura principal. En base a este modelo se determinaron los momentos positivos y negativos correspondientes

Ver en CAPÍTULO 4 la Modelación de la Losa de Escalera en Sap2000

5.4.4.4.- Diseño por Flexión.- Basándose en los momentos del modelo de losa unidireccional maciza, se calculó la cuantía mediante la expresión ya conocida:

$$\rho = 0.85 * \frac{f.'c}{fy} \left[1 - \left(1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f.'c * b * d^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right]$$

Se calculó también la armadura de distribución que se coloca transversalmente en la losa de escaleras mediante la siguiente expresión:

$$A_{sd} = 0.0018 * b * t \quad 5.68$$

También se calculó una armadura mínima que irá colocada en el descanso de las escaleras, puesto que en dicho descanso se producen momentos torsores imperceptibles que pueden provocar fisuras. Así se aplicó la siguiente expresión:

$$A_{s_{\min}} = 0.0033 * b * d$$

5.4.4.5.- Chequeo del Cortante.- Para la verificación del cortante se comparó el cortante de cálculo (v_c) con el cortante permisible (v_p) Así:

$$v_c \leq v_p$$

$$v_c = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad v_p = 0.53 \sqrt{f'c}$$

5.5.- GENERALIDADES SOBRE LOS SISTEMAS DE UNIÓN ENTRE MAMPOSTERÍA-MAMPOSTERÍA Y LOSA-MAMPOSTERÍA:

5.5.1.- Mampostería – Mampostería.- Para un correcto acoplamiento entre los muros de mampostería con sus transversales, se tiene la posibilidad de aplicar cualesquiera de las siguientes opciones:

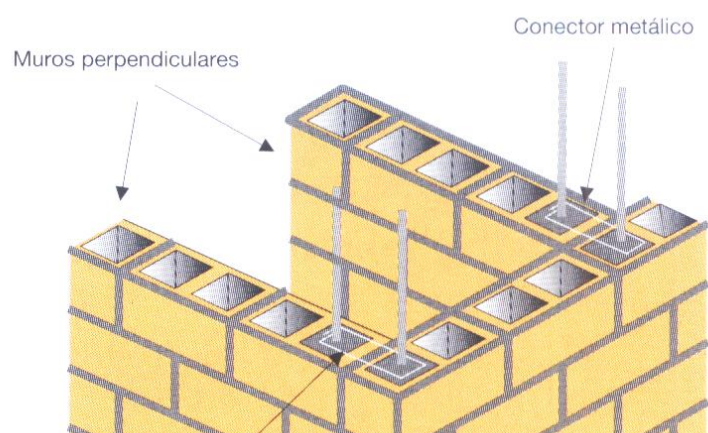
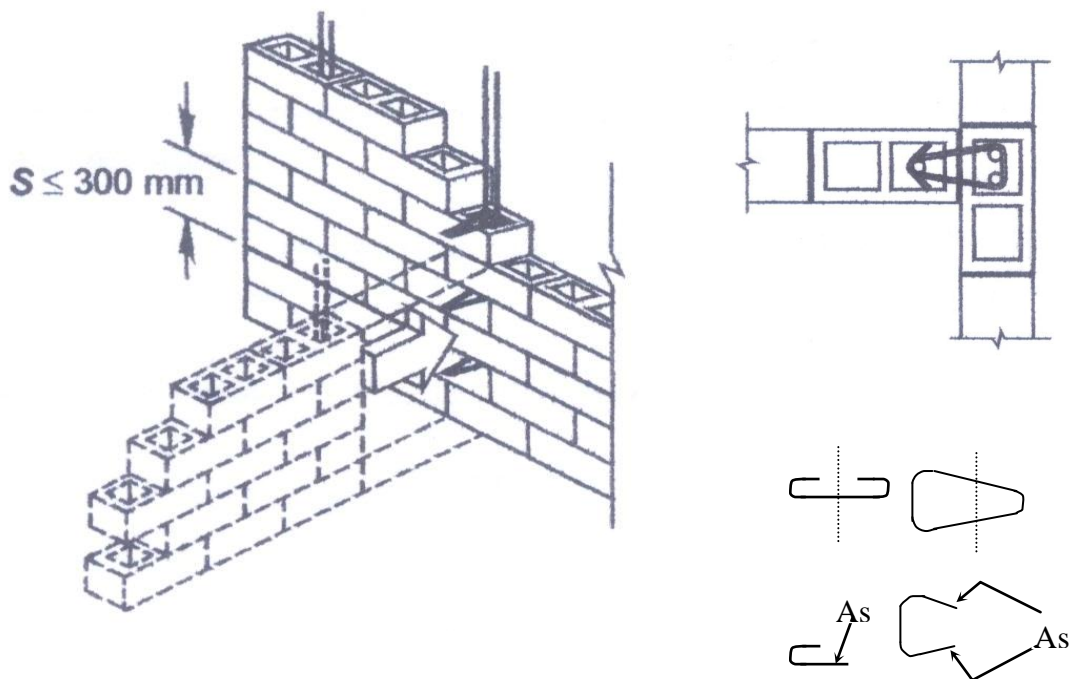
- Conectores que unen muros de mampostería con sus transversales
- Traslape entre muros de mampostería con sus transversales

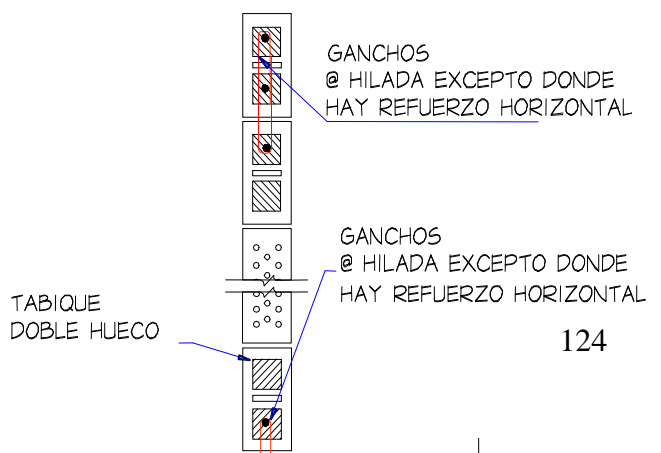
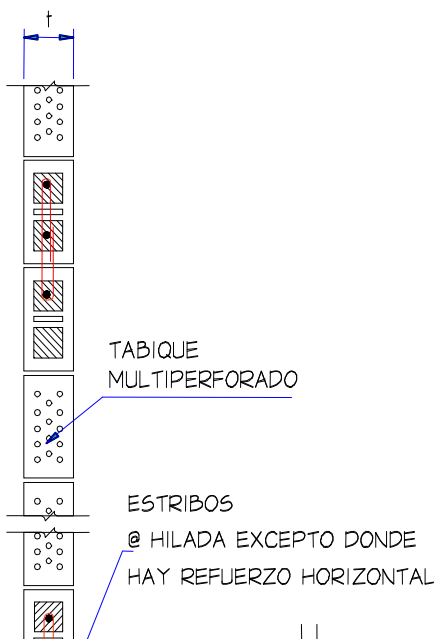
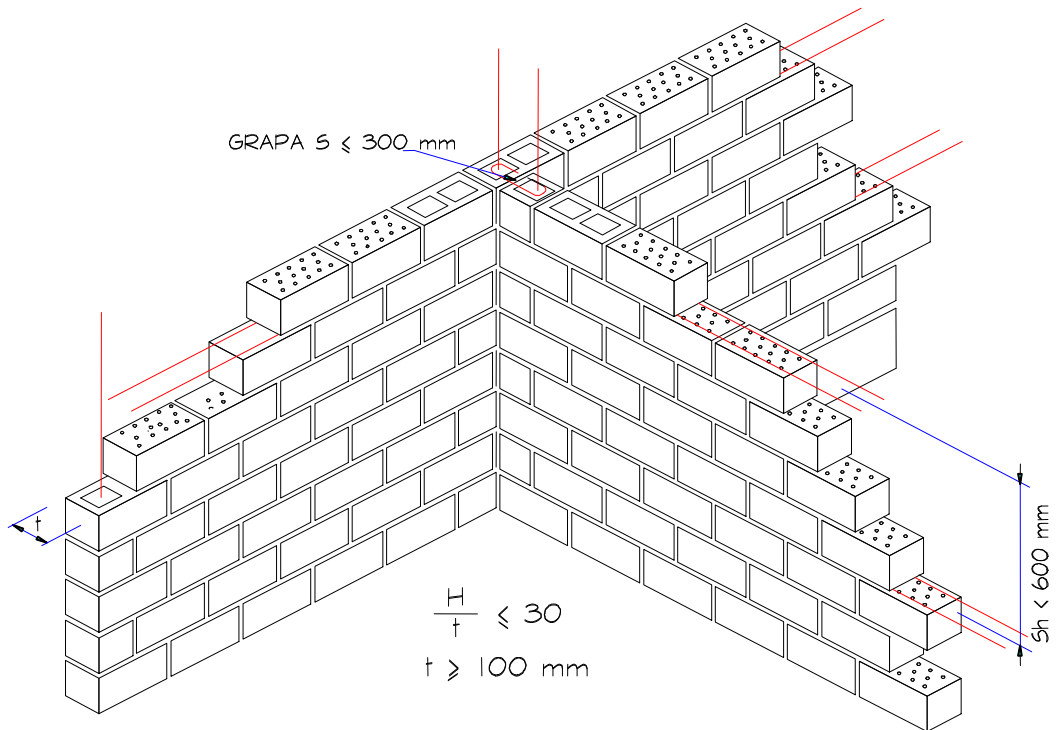
5.5.1.1.- Conectores.- Cuando los muros de mampostería llegan a tope con sus transversales, pero sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos o conectores que aseguren la continuidad de la estructura

Estos dispositivos o conectores deberán ser capaces de resistir la fuerza cortante

Se puede tener como espaciamiento máximo 30 cm entre conectores y como mínimo se utiliza varilla de 10

Según la necesidad y diseño de muros de mampostería armada, los conectores mas comunes son el abierto (tipo c) y el cerrado (tipo grapa)





5.5.1.2.- Traslape.- Una satisfactoria unión entre un muro de mampostería con su transversal se lo realiza formando traslapes alternadamente entre las hileras de ladrillos.

Esto se logra al momento de la fundición, que se la realice de forma simultánea para todos los muros

Al final se tiene que la armadura en las esquinas de los muros es capaz de absorber los esfuerzos; es decir que las esquinas de los muros de mampostería actúen como un solo cuerpo.

Para nuestra estructura se aplicó este tipo de acoplamiento de traslape entre muros de mampostería con sus transversales

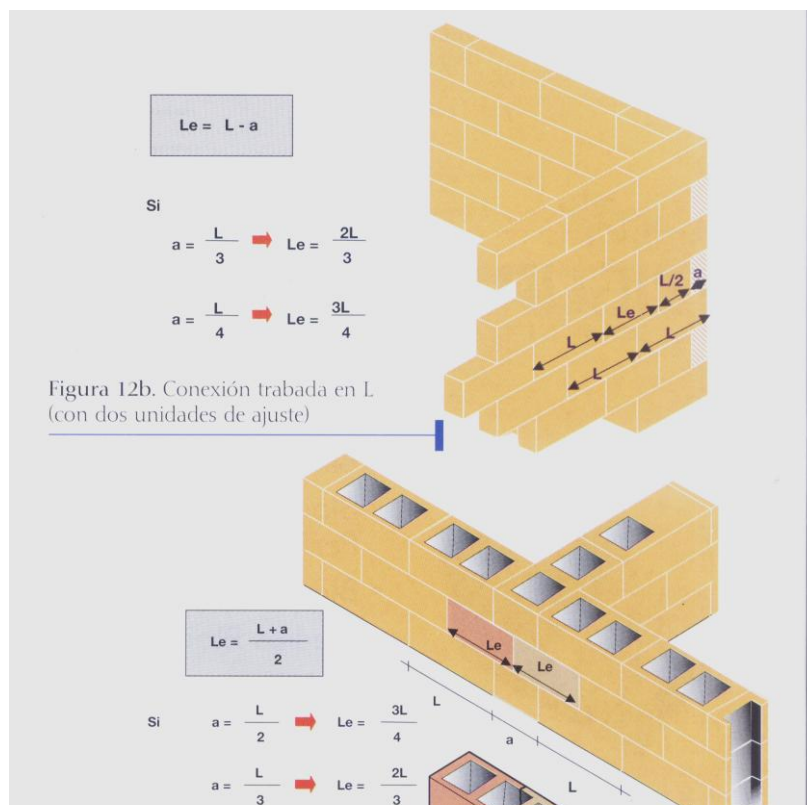
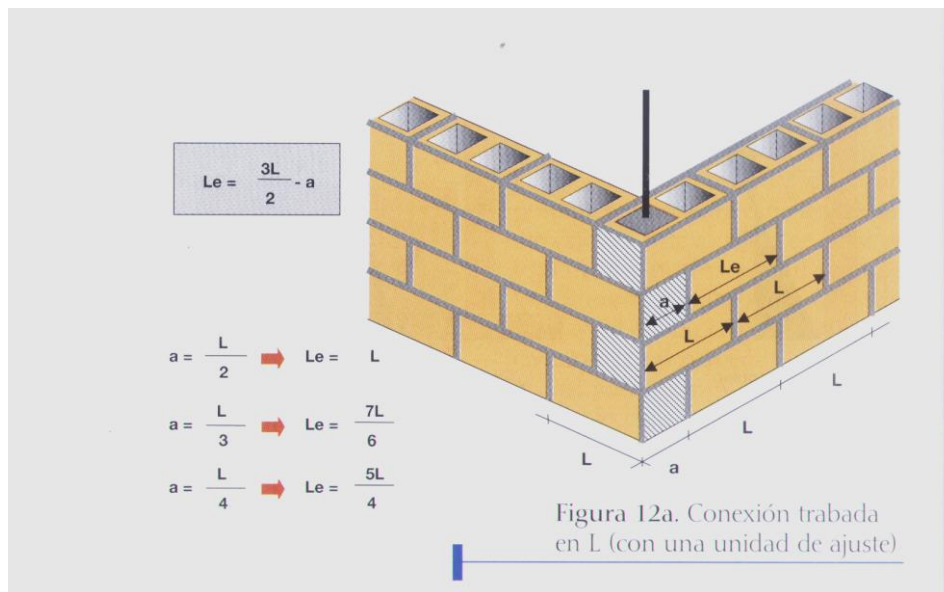


Figura 12b. Conexión trabada en L (con dos unidades de ajuste)



5.5.2.- Losa – Mampostería.- Para un correcto apoyo entre la losa y el muro de mampostería se debe tener en cuenta lo siguiente:

5.5.2.1.- Apoyo de Losa de Entrepiso.- El sistema de apoyo entre muros de mampostería armada y diafragma rígido como la losa maciza es el de simple apoyo y no empotramiento. Es decir que éste sistema de apoyo modela la presencia de un muro no integrado a la losa, que usualmente los muros son de distinto material al hormigón.

Los hierros de la losa terminan con pata hacia debajo de manera que queden fundidos con las primeras hiladas de la mampostería de ladrillo

ANTES DE HACER LA FUNDICIÓN, COLOCANDO UN ANJEO, O UNA MALLA METÁLICA, O POR MEDIO DE OTRO PROCEDIMIENTO APROPIADO, SE DEBE IMPEDIR QUE EL MORTERO DE RELLENO CAIGA DENTRO DE LAS CELDAS

**VERTICALES QUE NO SE INYECTAN, SIN AFECTAR EL PASO DEL MORTERO
DE RELLENO EN LAS CELDAS VERTICALES QUE SE VAN A INYECTAR**

La losa de entrepiso que se apoya directamente sobre los muros de mampostería debe quedar suficientemente soportada durante la construcción y vinculada en forma permanente a la mampostería

5.5.2.2.- Volcamiento.- Se debe garantizar que el apoyo de la losa no cause volcamiento en la hilada de apoyo por exceso de excentricidad, ni que haya la posibilidad de desprendimiento de la placa en la etapa constructiva o en la etapa de servicio

5.5.2.3.- Apuntalamiento.- En la etapa de construcción debe utilizarse apuntalamiento provisional de la losa hasta que se garantice el funcionamiento del conjunto losa–mampostería.

Así en la intersección debe garantizarse la transferencia de esfuerzos entre la losa y la mampostería, tanto para carga vertical como para el sismo.

5.6.- HIPÓTESIS Y PRINCIPIOS GENERALES PARA EL CÁLCULO Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DE LA ESCALERA (Ver ANEXO A.5):

5.6.1.- Análisis y Diseño del Cimiento de Escaleras.- Para el análisis y diseño del cimiento para el bloque de escaleras se aplicarán los principios básicos del cálculo y diseño de un plinto sometido a carga axial y momento

5.6.1.1.- Análisis de Cargas.- El análisis se lo realiza en Kg/ml con todos los pesos que intervienen en la escalera y que influyen en el cimiento.

Así entonces el análisis de cargas es el siguiente:

- Peso propio losa
 - Peso Enluc. – Macill.
 - Peso Acabados
 - Peso Pasamano
 - Peso Escalones
- * CM

- * CV = Carga Viva (Kg/ml)
- * Carga Total (Kg/ml) = CM + CV

Ahora se define un área cooperante al cimiento en el primer tramo de la escalera. Entonces obtenemos la carga axial P que se transmite al cimiento, multiplicando la carga total por dicha área cooperante.

5.6.1.2.- Predimensionamiento de la sección del Cimiento.- Se determina el área y sección del cimiento mediante la expresión:

$$A^F = \frac{P}{\sigma_s} \quad 5.69$$

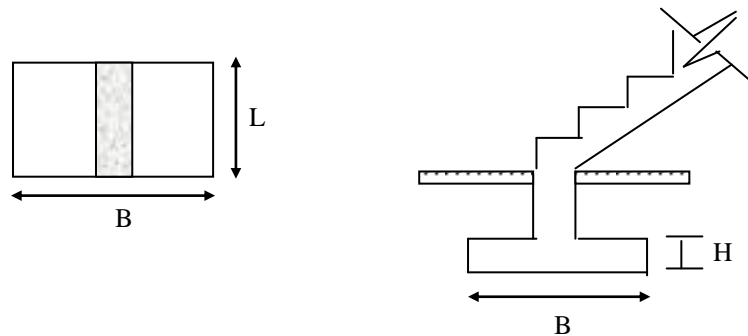
Donde: P = Peso total de la escalera que se transmite al cimiento o carga axial (Tn)

A^F = Área de fundación (m²)

σ_s = Esfuerzo Admisible del suelo (T/m²)

Para la altura del cimiento el CEC2000 recomienda un valor mínimo = 0.30 m y para la profundidad se recomienda mínimo 1.0 m

El área de fundación $A^F = B \times L$; de acuerdo con el siguiente gráfico:



Donde: B = Ancho Cimiento

L = Ancho Escalón

H = Altura Cimiento

5.6.1.3.- Esfuerzos Actuantes en el Suelo.- El primer paso es determinar el valor de la excentricidad para luego en base a éste determinar el tipo de esfuerzos actuantes en el cimiento. La expresión de la excentricidad (e) es:

$$e = \frac{M}{P} \quad 5.70$$

Donde: M = Momento de Empotramiento que se transmite al cimiento y su valor esta dado

Según el modelo matemático empleado en el cálculo de la escalera

P = Carga de la escalera o carga axial transmitida al cimiento

Ahora se aplica la siguiente condición para este caso específico: Como el valor de excentricidad (e) es mayor que $B/6$ se aplica la ecuación de esfuerzos:

$$q = \frac{2 * P}{3r * L} \quad 5.71 \quad r = e - x \quad 5.72$$

Donde: B = Ancho Cimiento (m)

e = Excentricidad

x = Ala de Cimiento (m)

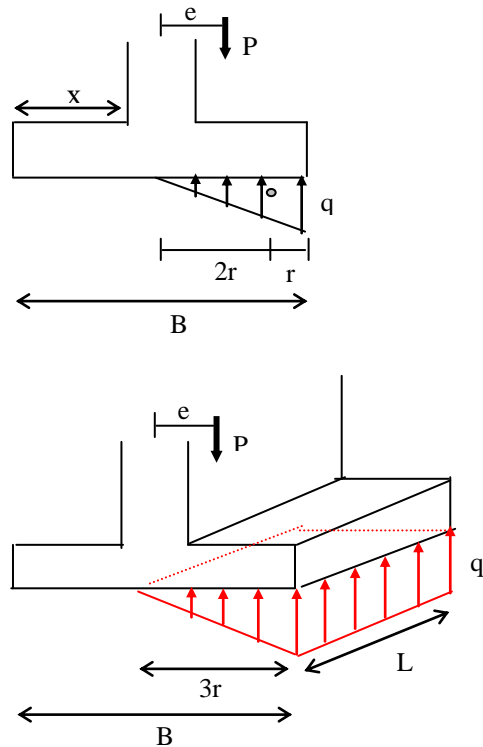
$3r$ = Lado del triángulo de esfuerzos

L = Ancho escalón (m)

P = Carga axial (Tn)

q = Esfuerzo en el suelo (T/m^2)

Condición: El valor de q debe ser menor que σ_s



Cabe decir que el valor de B se lo fue incrementando de tal forma que sea suficiente para que el triángulo de esfuerzos del suelo actúe a compresión (es decir bajo el cimiento).

5.6.1.4.- Verificación del Cortante Unidireccional.- Para la verificación del cortante se comparó el cortante de cálculo (v_c) con el cortante permisible (v_p), mediante las siguientes expresiones:

$$v_c < v_p \quad v_c = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad V_u = 1.5 * q_c * x * L \quad v_p = 0.53 \sqrt{f'c}$$

Donde:

$f'c$ = Resistencia del hormigón (Kg/cm²)

$x*L$ = Área de Corte Unidireccional

qc = Esfuerzo de corte crítico que actúa
donde nace el ala del cimiento (T/m²)

Vu = Cortante mayorado que se produce en
donde nace el ala del cimiento (Tn)

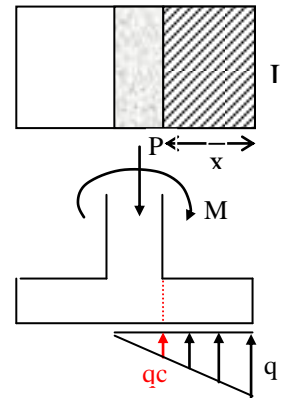
ϕ = Factor de corte = 0.85

$b = L$ = Largo del área de corte (cm)

$d = H$ – recubrimiento (7cm)

vc = Esfuerzo Cortante de cálculo (Kg/cm²)

vp = Esfuerzo Cortante permisible del hormigón (Kg/cm²)



5.6.1.5.- Diseño por Flexión.- Se aplica la ecuación de momento por carga trapezoidal para una viga en cantiliver:

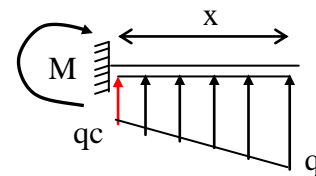
Donde:

qc = Esfuerzo de corte crítico que actúa
en la cara del inicio del ala del cimiento (T/m²)

q = esfuerzo extremo de la carga trapezoidal (T/m²)

x = Longitud del ala del cimiento en cantiliver (m)

M = Momento de Empotramiento para carga trapezoidal (T-m)



$$M = \frac{x^2}{6} (2 * q + qc) \quad 5.73$$

Luego se calculó la cuantía mediante la expresión ya conocida:

$$\rho = 0.85 * \frac{f'c}{fy} \left[1 - \left(1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right]$$

Se calculó también la armadura de distribución que se coloca transversalmente en el cimiento de la escalera mediante la siguiente expresión:

$$Asd = 0.0018 * b * t$$

5.7.- HIPÓTESIS Y PRINCIPIOS GENERALES PARA EL CÁLCULO Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA, CONFORMADA POR VIGAS DE CIMENTACIÓN. (Ver Anexo A5):

5.7.1.- Nomenclatura:

d = Altura efectiva de la viga; cm

CM = Carga Muerta

CV = Carga Viga

CT = Carga total = CM + CV

f'c = Resistencia del hormigón; Kg/cm²

fy = Fluencia del acero; Kg/cm²

φ = Factor de reducción de Resistencia por flexión

H = Altura viga

Mu = Momento actuante mayorado; Kg-cm

Vu = Corte crítico mayorado

M_{EXTU} = Momento externo último; Kg-cm

MR = Momento resistente; Kg-cm

W = Carga uniforme

qadm = Capacidad portante del suelo.

ΣP = P = Sumatoria de cargas que llegan a la Cimentación

A = Área del cimienta.

q = Esfuerzos generados en el suelo

M= Momento

C = Distancia del centroide a la fibra extrema en tensión.

I = Inercia.

e = Excentricidad de la resultante.

B = Longitud de la base de viga

b = bw = Ancho del alma de la viga.

v_u = Esfuerzo actuante de la viga.

v_c = Esfuerzo admisible del hormigón

v_s = esfuerzo admisible del estribo.

s = espaciamiento de los estribos

$v_u \text{ lfm.}$ = Esfuerzo límite del hormigón.

5.7.2.- Pre-dimensionamiento de las Vigas.-

De acuerdo con el CEC2000 para el predimensionamiento de vigas se procedió a realizar lo siguiente:

5.7.2.1.- Análisis de Cargas.- Este análisis se encuentra detallado en el capítulo 4.2.1

5.7.2.2.- Cargas y Momentos Utilizados en el Prediseño y Diseño.- Para la determinación de las cargas y momentos de prediseño y diseño, se realizó el análisis de cargas de la estructura, y se tomó en cuenta las cargas y momentos más desfavorables generados en la corrida del programa computacional de estructuras Etabs.

En el prediseño se utilizaron cargas puntuales, mientras que en la modelación de la cimentación en el programa de estructuras Sap2000, se aplicó el criterio del ACI que dice que las cargas sobre las vigas deben ser uniformemente distribuidas.

Entonces en cada viga asignamos las cargas y momentos correspondientes, obtenidos de su aplicación a la sobre-estructura.

5.7.2.3.- Condiciones y Consideraciones Aplicadas en el Prediseño de las Vigas:

La condición necesaria es que el Esfuerzo admisible del suelo sea mayor que los esfuerzos generados por la estructura. En función de esto se determina el área de la viga.

$$A_{viga} = \frac{\Sigma P}{q_{adm}} \quad 5.7.1$$

Cuando una estructura se encuentra sometida a esfuerzos de carga vertical y horizontal, se van a generar momentos, y estos los vamos a transformar en un sistema equivalente, este se denomina el cálculo de los esfuerzos en el suelo.

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{MC}{I} \quad 5.7.2$$

Para esto realizamos la sumatoria de momento en un punto y encontramos la excentricidad de la resultante. Comprobamos que esta excentricidad sea menor a la sexta parte de la longitud de la viga.

$$e < \frac{L}{6} \quad 5.7.3$$

Si la excentricidad cumple esa condición utilizamos la siguiente fórmula la cual nos determina los esfuerzos generados en el suelo. Con esta comprobación además nos aseguramos que el suelo esté trabajando a compresión, ya que el suelo no trabaja a tracción.

$$q = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \quad 5.7.4$$

Si los esfuerzos q obtenidos son menores que el esfuerzo admisible del suelo la sección es correcta, caso contrario debemos rediseñar el ancho de la misma.

5.7.3.- Diseño de las Vigas.-

5.7.3.1.- Diseño s Flexión.-

Siguiendo criterios convencionales del ACI para el diseño de las vigas se aplicó el siguiente procedimiento:

- Las vigas serán diseñadas a flexión por lo que se tendrá como dato el momento último que actúa en la viga. Este momento lo obtenemos de la corrida de la modelación de la cimentación. Este momento lo utilizamos en la siguiente fórmula para encontrar la altura efectiva de la viga, la cual más el recubrimiento determinamos la altura total.

$$d \cong 7 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad 5.7.5$$

Aplicando esta misma fórmula se determina la altura de las alas; con la diferencia de que el momento lo calculamos con la siguiente expresión:

$$M = \frac{q \times l^2}{2} \quad 5.7.6$$

En donde l es la longitud de una de las alas y q es el mayor de los esfuerzos generados en el suelo. El ACI establece que la dimensión mínima de esta altura es de 30 cm.

El procedimiento para calcular la cuantía, cuantía mínima y la cantidad de acero mínimo a utilizar es igual a la forma en que se han diseñado las vigas de la sobre-estructura (capítulo 5.3.2)

Para la determinación del armado tanto inferior como superior el ACI establece los siguientes criterios:

- Armadura inferior:

As mín. 1:

$$\frac{1,6 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d}{fy} \quad 5.7.7$$

As mín. 2:

$$\frac{0,8 \times \sqrt{f'c} \times b \times d}{fy} \quad 5.7.8$$

As mín. 3:

$$\frac{14 \times bw \times d}{fy} \quad 5.7.9$$

Entre As mín. 1 y As mín. 2 se escoge el menor valor de las dos, y entre este valor y As mín. 3 se selecciona el mayor; este valor es el As mín. a utilizar en la parte inferior de la viga.

- Armadura Superior:

As mín. 4:

$$\frac{0,8 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d}{fy} \quad 5.7.10$$

As mín. 5:

$$\frac{14 \times bw \times d}{fy} \quad 5.7.11$$

Entre As mín. 4 y As mín. 5 se escoge el mayor valor de las dos, este valor es el As mín. a utilizar en la parte superior de la viga.

5.7.3.2.- Diseño a Corte:

Para el análisis a corte unidireccional se toma el valor de corte para el punto más perjudicial de la viga.

Con este valor se determina el esfuerzo actuante en la viga con la siguiente fórmula:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \times b \times d} \quad 5.7.12$$

El valor de $\phi = 0,85$

El valor del esfuerzo actuante en la viga debe ser menor al esfuerzo admisible del hormigón.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} \quad 5.7.13$$

En el caso de cumplir la condición la viga requiere estribos mínimos, caso contrario se debe realizar el diseño de los estribos.

5.7.3.3.- Diseño de los Estribos.-

Para el diseño de los estribos es necesario un control, el cual establece que el esfuerzo actuante en la viga debe ser menor al esfuerzo límite del hormigón, el esfuerzo límite del hormigón se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_{u_{lim}} = 2.1\sqrt{f'c} \quad 5.7.14$$

En caso de no cumplir esta condición, se debe rediseñar la viga, o en su defecto aumentar el valor de la resistencia del hormigón ($f'c$.)

Una vez realizado este control determinamos el esfuerzo que soportará el estribo (v_s), con la siguiente fórmula:

$$v_s = v_u - v_c \quad 5.7.15$$

Con la aplicación del valor anterior en la siguiente fórmula se encuentra el valor del esfuerzo límite del estribo (V_s)

$$V_s = v_s \times d \times b \quad 5.7.16$$

5.7.3.4.- Espaciamiento entre Estribos:- Para el cálculo del espaciamiento entre estribos se empleó la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{V_s \times s}{f_y \times d} \quad 5.7.17$$

De esta fórmula despejamos el espaciamiento (s). Av. es dos veces el área de la varilla escogida para estribo.

Además se tienen condiciones que cumplir para el espaciamiento y estas son:

- * Diámetro Estribo ≥ 10 mm. (Estribos en Estructuras Importantes ≥ 5 Pisos)
- * $s =$ menor valor ($d/2$; 50 cm.)

5.8.- CONCLUSIONES:

- Es importante decir que los muros del proyecto fueron analizados con respecto al sismo, de tal manera que aquellos dispuestos en el sentido X soportan el sismo en esta dirección y viceversa.
- Los diseños definitivos de los muros de mampostería por ambos métodos son aceptables y confiables ya que existe similitud en la cantidad de acero y mortero de relleno.
- Es claro diferenciar que para el caso del diseño de mampostería por última resistencia se emplean cargas mayoradas; pero en cambio para el diseño por esfuerzos admisibles se emplean cargas de servicio.
- También se puede concluir que el método de última resistencia es el método recomendable puesto que para su análisis se aplica la teoría de la flexo-compresión, al contrario del otro método que solo se analizan a los muros a flexión.
- Otra Consideración mas para definir el método de la última resistencia como recomendable es por el hecho de que la última resistencia es la tendencia actual utilizada para los diseños de estructuras en general y que además es menos conservadora que la metodología anteriormente empleada de los esfuerzos admisibles.

⇒ Muros Mampostería por Última Resistencia:

- Para aquellos muros de mampostería dispuestos en la dirección X, la combinación crítica de cargas mayoradas corresponde al COMBO02 = $1.05D + 1.28L + S_x$; y para aquellos dispuestos en dirección Y, la combinación crítica corresponde al COMBO04 = $1.05D + 1.28L + S_y$. En base a éste análisis se puede concluir que el diseño de los muros de mampostería por el método de última resistencia está definido por aquellas combinaciones que contienen sismo.
- Todos los muros de mampostería del proyecto, analizados y diseñados a flexo-compresión cumplen con la condición básica de que los esfuerzos actuantes son menores que los permisibles.

- Según la norma colombiana que emplea la última resistencia en los diseños finales de los muros de mampostería no se debe tener diámetros mayores a 20 mm, ni tampoco cuantías menores a 0.0015. En consecuencia los diseños realizados cumplen éstas condiciones.

⇒ Muros Mampostería por Esfuerzos Admisibles:

- Para aquellos muros de mampostería dispuestos en la dirección X, la combinación crítica de cargas de servicio corresponde al COMBO06 = $D + L + 0.7 \cdot S_x$; y para aquellos dispuestos en dirección Y, la combinación crítica corresponde al COMBO08 = $D + L + 0.7 \cdot S_y$. De igual forma que el método anterior, el diseño de los muros de mampostería por esfuerzos admisibles está definido por aquellas combinaciones que contienen sismo.

- Todos los muros de mampostería del proyecto cumplen con la condición básica de que los esfuerzos actuantes son menores que las fórmulas de esfuerzos admisibles.

⇒ Conectores:

- Respecto de los conectores colocados en las esquinas o intersecciones entre muros es importante decir que estos aquellos muros que se intersecan van de forma trabada a pesar de que a la teoría le basta con que unos muros llegue a tope con sus transversales. Así entonces se puede decir que es una manera conservadora el utilizarlos.

⇒ Vigas:

- Respecto de las vigas se puede decir que éstas no están sometidas a grandes solicitaciones de momento y por eso son diseñadas en base a su cuantía mínima. Así podemos concluir que los muros son los que absorben la mayor cantidad de los esfuerzos.

⇒ Losas:

- Respecto de las losas de entrepiso cabe decir que de acuerdo a su geometría en planta se definen paneles para losas uni y bidireccionales, pero se optó por diseñar todas las losas como bidireccionales ya que la estructura fue modelada de manera que las losa cumplan el papel de diafragma rígido para que las cargas se transmitan en sus dos sentidos hacia los muros de mampostería. Por ésta razón las losas se diseñan para su cuantía mínima.

⇒ Cimentación:

- Al momento no se cuenta con un estudio de suelos, pero hemos considerado que el suelo donde se ubicará el proyecto tendrá una buena resistencia, ya que el mismo es producto de erupciones volcánicas.
 - En caso de requerirse lograr que el relleno y la compactación del suelo cumpla con los requerimientos necesarios para la adecuada construcción de las edificaciones. Evitando de esta manera problemas de asentamiento o falla en las cimentaciones.
 - Se recomienda realizar un estudio de suelos para el proyecto. Nosotros hemos considerado una capacidad portante del suelo de $15T/m^2$.
 - La profundidad de la cimentación será de 1,5m. . Tendrá un replantillo de Hormigón de $140 Kg/cm^2$, este tendrá una altura de 5 cm.
 - Se han determinado cinco vigas tipo de cimentación, las cuales para facilidad de construcción las hemos determinado con una misma altura H, esta es de 50cm. Una vez hecho el respectivo análisis se ha diseñado las vigas con la cuantía mínima. Algunas vigas necesitan estribos, otras estribos mínimos; pero una vez aplicada las fórmulas y los criterios (capítulo 5.7.3), hemos determinado un espaciamiento de 20 cm. Entre estribos para todas las vigas del proyecto.
- Entre la viga 1` y la viga 2, se cumple el criterio que dice que toda cimentación debe tener una separación mínima de $l/3$.
- Las Cadenas tendrán la misma sección y el mismo armado que las vigas de entrepiso.

CAPÍTULO VI

PRESUPUESTO DEL PROYECTO

6.1.- DETERMINACIÓN DE LOS CAPÍTULOS DE OBRA

Trabajos preeliminares

Movimiento tierras

Cimentación

Sobre-estructura

Albañilería

Instalaciones sanitarias y de aguas servidas

Aparatos sanitarios y equipos

Elementos /metal/madera/carpintería

Instalaciones eléctricas

Obras complementarias

Medidas ambientales

6.2.- DETERMINACIÓN DE RUBROS

6.2.1.- Trabajos preeliminares

6.2.1.1.- Limpieza y desbroce

6.2.1.2.- Replanteo y nivelación

6.2.1.3.- Bodegas y oficina

6.2.2.- Movimiento de tierras

6.2.2.1.- Corte

6.2.2.2.- Desalojo a máquina

6.2.2.3.- Replanteo y nivelación

6.2.2.4.- Excavación manual de cimentación

6.2.2.5.- Relleno compactado

6.2.3.- Cimentación

6.2.3.1.- Replanteo H..S. $140\text{Kg}/\text{cm}^2$

6.2.3.2.- Hormigón de $210\text{ Kg.}/\text{cm}^2$

6.2.3.3.- Acero de refuerzo $f_y = 4200\text{Kg.}/\text{cm}^2$ (corte, suministro y colocado)

6.2.3.4.- Encofrado de la cimentación

6.2.4.- Sobre-estructura

6.2.4.1.- Hormigón de $210\text{ Kg.}/\text{cm}^2$ en elementos

6.2.4.2.- Mampostería estructural (ladrillo)

6.2.4.3.- Acero de refuerzo $f_y = 4200\text{Kg.}/\text{cm}^2$ (corte, suministro y colocado)

6.2.4.4.- Mortero 1:3 (para ladrillo estructural)

6.2.4.5.- mampostería (bloque)

6.2.4.6.- Resane horizontal de tumbado 1:6 (Para mampostería bloque)

6.2.4.7.- malla electro-soldada

6.2.4.8.- Encofrado de elementos

6.2.4.9.- Puntales para losas

6.2.4.10.- Instalación de andamios

6.2.5.- Albañilería

- 6.2.5.1.- Hormigón simple 180 Kg./cm²
- 6.2.5.2.- Contrapiso H.S. 180 Kg./cm²
- 6.2.5.3.- Resane horizontal de tumbado 1:6
- 6.2.5.4.- Masillado de pisos 1:3
- 6.2.5.5.- Enlucido vertical 1:6
- 6.2.5.6.- Cerámica de pared 20x20cm.
- 6.2.5.7.- Cerámica para pisos 30x30cm.
- 6.2.5.8.- Alfombrado piso
- 6.2.5.9.- Parket chanul
- 6.2.5.10.- Construcción cajas de revisión
- 6.2.5.11.- Acera H.S. 180 Kg./cm²

6.2.6.- Instalaciones sanitarias y aguas servidas

- 6.2.6.1.- Salida de medidores (llaves de paso y accesorios)
- 6.2.6.2.- Distribuidor o columna para incendios H..G.. (incluye accesorios)
- 6.2.6.3.- Puntos de PVC
- 6.2.6.4.- Distribuidor o columna de PVC (accesorios)
- 6.2.6.5.- Tubería de PVC de 50mm.
- 6.2.6.6.- Tubería de PVC de 75mm.
- 6.2.6.7.- Tubería de PVC de 110mm.
- 6.2.6.8.- Tubería de agua potable de ½ pulgada.
- 6.2.6.9.- Tubería de agua potable de ¾ pulgada.
- 6.2.6.10.- Salida para lavadora (llave de control y accesorios)
- 6.2.6.11.- Instalación de calefón (accesorios)

6.2.7.- Aparatos sanitarios y equipos

- 6.2.7.1.- Inodoro tanque bajo
- 6.2.7.2.- Lavamanos completo
- 6.2.7.3.- Colocación de ducha y mezcladora
- 6.2.7.4.- Accesorios de baño FV
- 6.2.7.5.- Fregadero de cocina
- 6.2.7.6.- Bomba de agua

6.2.8.- Elementos metal/madera/carpintería

- 6.2.8.1.- Muebles de cocina
- 6.2.8.2.- Muebles closet para dormitorios
- 6.2.8.3.- Muebles para baño
- 6.2.8.4.- Puertas interiores de baño (lacada, marco y cerradura)
- 6.2.8.5.- Puertas interiores dormitorios (lacada, marco, cerradura cesa)
- 6.2.8.6.- Puerta principal para departamento (lacada, marco, cerradura travex)
- 6.2.8.7.- Puerta metálica principal del edificio
- 6.2.8.8.- Puertas corredizas de aluminio para baño
- 6.2.8.9.- Ventanas corredizas de aluminio

6.2.9.- Instalaciones eléctricas (contrato)

- 6.2.9.1.- Puntos de iluminación
- 6.2.9.2.- Puntos de tomacorriente
- 6.2.9.3.- Puntos de conmutador
- 6.2.9.4.- Puntos de teléfono
- 6.2.9.5.- Puntos mixtos
- 6.2.9.6.- Puntos de lavadora
- 6.2.9.7.- Puntos de timbre y pulsador
- 6.2.9.8.- Tablero medidor
- 6.2.9.9.- Varios instalaciones eléctricas

6.2.10.- Obras complementarias (contrato)

- 6.2.10.1.- Instalación de barrederas (lacadas)
- 6.2.10.2.- pasamanos para gradas (madera lacada)
- 6.2.10.3.- Pintura paredes
- 6.2.10.4.- Limpieza final de la obra
- 6.2.10.5.- Encespado (colocación de chamba)
- 6.2.10.6.- Carpeta asfáltica para parqueaderos equipo (planta de asfalto, rodillo, terminadora, dispensador, volqueta)
- 6.2.10.7.- Desalojo de escombros y material

6.2.11.- Medidas ambientales y seguridad

6.2.11.1.- Agua para control de polvo

6.2.11.2.- Plantación de árboles

6.2.11.3.- Rótulos de señalización

6.2.11.4.- Equipo de seguridad (casco, mascarillas, vidrio para soldar, protectores auditivos, cuerda, botas)

6.2.11.5.- Cubrimiento de las áreas expuestas a la erosión.

Notas:

- En el anexo A.6.1 se detalla el desglose de los volúmenes de hormigón y cantidades de acero de los elementos que conforman el edificio.
- En el anexo A.6.2 se encuentra el costo de materiales y de mano de obra.
- En el anexo A6.3 se encuentra un ejemplo de análisis de precio unitario.
- Los capítulos de obra que se han determinado que se realizarán por contrato no se realiza los análisis de precios unitarios; su precio unitario lo obtenemos del boletín de la cámara de la construcción.

6.4.- Conclusiones:

- Se llegó a determinar un presupuesto referencial para el proyecto, el mismo se lo realizó para los dos métodos de diseño de los muros; el de los Esfuerzos Admisibles y el Método de Última Resistencia, ya que se realizó dos presupuestos para la sobre-estructura.
- El presupuesto para el primer segundo método de ESFUERZOS ADMISIBLES es mínimamente inferior al presupuesto para el método de ÚLTIMA RESISTENCIA; este diferencial es un valor muy pequeño con respecto al global. Además podemos anotar que en el presupuesto para el método de ÚLTIMA RESISTENCIA, el valor

para el rubro de acero de refuerzo es mayor que este mismo rubro para el Método de ESFUERZOS ADMISIBLES mientras que el rubro de Mortero (1:3) para los ladrillos es al contrario, en el primer método su valor es menor en comparación con el segundo Método.

- El costo por metro cuadrado del proyecto es de 250,3 dólares. El costo de obra negra es de 140 dólares. En el presupuesto no se cuantifica el valor del terreno.