

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TEMA DE TRABAJO DE GRADUACION:
**“PROPUESTA DOCUMENTADA DE EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO PARA RESIDENCIA DE
MUJERES EN LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR”**

PRESENTADO POR:

CESAR YOALMO CABEZA TORRES
RODOLFO AUGUSTO GARCIA PORTAL
WALTER ARQUIMIDES IGLESIAS AVALOS

15101775
15101725

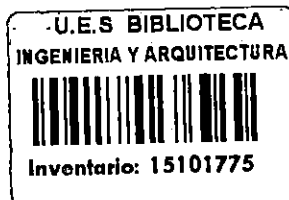
PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

JULIO DE 1995



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR



RECTOR:

Dr. JOSE BENJAMIN LOPEZ GUILLEN

SECRETARIO GENERAL :

LIC. ENNIO LUNA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. JOAQUIN ALBERTO VANEGAS AGUILAR

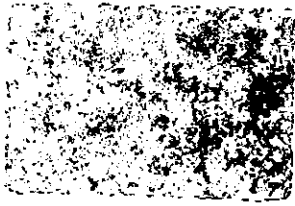
SECRETARIO:

ING. JOSE RIGOBERTO MURILLO CAMPOS

ESCUELA INGENIERIA CIVIL



ING. JULIO EDGARDO BONILLA



TRABAJO DE GRADUACION PREVIO A LA OPCION AL GRADO DE

INGENIERO CIVIL

TEMA DE TRABAJO DE GRADUACION :

"PROPUESTA DOCUMENTADA DE EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO PARA RESIDENCIA DE
MUJERES EN LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR"

PRESENTADO POR:


CESAR YOALMO CABEZA TORRES

RODOLFO AUGUSTO GARCIA PORTAL

WALTER ARQUIMIDES IGLESIAS AVALOS

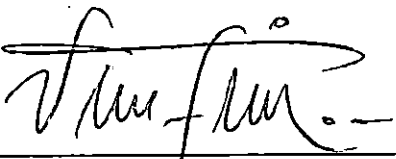
TRABAJO DE GRADUACION APROBADO POR:

COORDINADOR:



ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURAN

ASESOR :



ING. VIGTOR MANUEL FIGUEROA MORAN

AGRADECIMIENTO ESPECIAL:

- A Dios nuestro hacedor Supremo, quien nos dió la fortaleza y la voluntad necesaria para alcanzar nuestra meta trazada.

- De manera especial queremos agradecer a nuestro Asesor, Ing. Victor Manuel Figueroa Morán, por ser la guía idónea en la elaboración de este documento; así como el tiempo y la valiosa información por él proporcionada.

- A nuestro coordinador, Ing. Rodolfo Nosiglia Durán . por la paciencia y ayuda que nos brindó para la obtención de este Documento.

- Al Ingeniero Rogelio Godinez por la Orientación, Guía en momentos difíciles.

- A los Esposos Mauricio y Bethy por la ayuda incondicional para realizar este trabajo.

El Grupo de Trabajo.

DEDICO ESTE TRABAJO:

A Dios creador y a la Santisima Virgen María: Porque sin su ayuda no hubiera podido alcanzar esta meta.

A MIS PADRES

Salvador Cabeza y Julia Torres de Cabeza: por la entrega incondicional en toda mi vida.

A MIS HERMANOS

Evelyn del Carmen, Olga Patricia, Salvador Oswaldo, David Elías:
Por presentar fraternidad, Solidaridad y Ejemplo.

A MARÍA TERESA RIOS DE CABEZA

Por su abnegación, siempre hay alguien por quién luchar en esta vida.

A MIS HIJAS

Febe Magdalena, María Teresa : Hacen brillar mi vida

A MIS CUÑADAS Y SOBRINOS

Lorena y Mirna, Judith del Carmen, David Gustavo, Julia Cristina,
Alfonsito, Olguita : Por su fortaleza y alegrías

A MIS TIOS PRIMOS Y DEMAS FAMILIAS

A TODOS MIS AMIGOS, COMPANEROS DE ESTUDIO Y DE TRABAJO:

Con todo cariño

CESAR YOALMO CABEZA TORRES.

DEDICATORIA

A DIOS:

Por que sin el nada es posible.

A MI MADRE

Martha Estela Portal, por su amor, cariño esfuerzo y dedicación que día a día me hace sentir, Gracias Madre por toda mi vida.

A MI PADRE

Con respeto

A MIS HERMANOS

Mauricio, porque siempre estuviste muy cerca de mí es este trabajo y nunca me dijiste no puedo, ni el desvelo te afectó, Gracias Moris.

Jacobo, por su comprensión y apoyo en los momentos difíciles, Gracias.

A MI HIJO

Rodolfo Markiovic, ya que él es mi motivo para alcanzar todas las metas que me propongo en mi vida.

A MI ESPOSA

Paula, mi gratitud contigo serán eternas por tu comprensión, por mi ausencia todo el tiempo que estuve lejos de tí, y tú nunca te disgustaste, con todo mi corazón te lo agradezcó y gracias por tu confianza.

A MIS AMIGOS:

Gracias a todas aquellas personas que de su forma desinteresada me ayudaron para culminar este trabajo.

A MIS COMPAÑEROS DE TRABAJO GRADUACION:

Gracias por haberme soportado todo el tiempo que compartimos, alegrías y disgustos fueron una parte de nuestras vidas que nunca olvidaremos.

A Walter, que todos los disgustos que pasamos solo fueron parte del calor de nuestro trabajo, no olvidaremos tus actuaciones.

A Yoalmo, gracias ya que sin tí no hubiera sido posible que culmináramos este trabajo y gracias por la comprensión dada

RODOLFO GARCIA

DEDICATORIA

DEDICO ESTE TRABAJO:

A Dios Todopoderoso por haberme iluminado y permitido llegar a la culminación de este éxito Académico.

A MI MADRE :

Cristina Elsy Avalos, por haberme brindado su amor y apoyo incondicional durante toda mi vida.

A MIS HERMANOS :

Rafael Antonio, herberth Ulises y Rubén Salvador por darme palabras de aliento y su apoyo para lograr alcanzar la meta trazada.

A MI NOVIA:

Lizet, por motivarme a seguir adelante y no flaquear ante ningún obstáculo.

A MIS AMIGOS, COMPANEROS DE ESTUDIO Y DE TRABAJO:

Que en todo momento me ofrecieron su amistad y compañerismo.

WALTER ARQUIMEDES IGLESIAS AVALOS

RESUMEN

DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA RESIDENCIA DE MUJERES

El proyecto se desarrolla en varias etapas que consisten en :

- A) ESTRUCTURACION
- B) PRE DIMENSIONAMIENTO
- C) PROYECTO DEFINITIVO

A) ESTRUCTURACIÓN:

En esta etapa se partió con el proyecto arquitectónico sugerido por el Departamento de diseño y planificación. Este se relacionó con los aspectos de diseño que lo cualifican en seguridad, funcionalidad y factibilidad.

En planta presentaba Asimetría , la cual se resolvió en dos cuerpos triangulares y cuatro rectangulares con sus juntas de dilatación.

B) PRE DIMENSIONAMIENTO

La etapa de pre dimensionamiento se realizó mediante una evaluación bastante precisa de solicitaciones gravitacionales y sísmicas sobre la estructura, llegándose a proponer secciones de vigas, columnas, zapatas que cumplieran con requisitos de resistencia y ductibilidad.

C) PROYECTO DEFINITIVO

Despues de establecer el sistema estructural asi como las secciones preliminares de cada uno de sus elementos, se procedió al análisis y diseño estructural definitivo para la elaboración de planos y especificaciones técnicas.

INDICE

	Nº de página
CAPITULO I (GENERALIDADES)	
1.1 INTRODUCCION	1
1.2 ANTECEDENTES	2
1.3 OBJETIVOS GENERALES	3
1.4 OBJETIVOS ESPECIFICOS	4
1.5 DESCRIPCION DEL SISTEMA DE MARCO DE CONCRETO REFORZADO	5
CAPITULO II (PREDIMENSIONAMIENTO)	
2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION	6
2.2 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA DEFINITIVA	10
2.3 CRITERIOS DE SELECCION DE MATERIALES PARA CONCRETO REFORZADO	12
2.4 DETERMINACION DE ESPESORES Y DIRECCION DE LOSAS	14
2.5 PREDIMENSIONAMIENTO VIGA, COLUMNA, ZAPATAS	16
CAPITULO III (ANALISIS GRAVITACIONAL Y SISMICO)	
3.1 CARGAS CONSIDERADAS BAJADO DE CARGAS GRAVITACIONAL	19
3.2 DETERMINACION DE PESOS SISMICO	23

3.3	EVALUACION DE FUERZAS SISMICAS -	
	METODO ESTATICO25
3.3.1	DETERMINACION COEFICIENTE SISMICO	
3.3.2	DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS EN ALTURA	
3.4	DETERMINACION DE RIGIDECES31
3.5	DETERMINACION DEL CORTANTE TOTAL33
3.5.1	CENTRO DE CORTANTE	
3.5.2	EXCENTRICIDADES DE DISEÑO	
3.5.3	EFFECTOS ORTOGONALES	
3.6	MODELAJE DE LOS MARCOS GRAVITACIONAL	
	Y SISMICO40
3.7	RESULTADOS43
CAPITULO IV DETALLADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES		
4.1	DETALLADO VIGAS46
4.1.1	DETERMINACION DEL ACERO LONGITUDINAL	
4.1.2	DETERMINACION DEL ACERO TRANSVERSAL	
4.1.3	REVISION DE TORSION EN VIGA	
4.2	DETALLADO COLUMNAS93
4.2.1	DETERMINACION DEL ACERO LONGITUDINAL	
4.2.2	DETERMINACION DEL ACERO TRANSVERSAL	
4.2.3	ANALISIS DE JUNTA VIGA-COLUMNA	
4.3	ANALISIS DE ZAPATAS110
4.3.1	DETERMINACION DEL ACERO EN LAS	
	DOS DIRECCIONES	
4.3.2	REVISION POR CORTANTE Y PUNZONAMIENTO	

4.4	DETALLADO DEL TECHO120
4.4.1	VIGAS METALICAS	
4.4.2	DISEÑO DE POLINES	
4.4.3	DISEÑO DE TENSORES	
4.5	DETALLADO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS127
4.5.1	DISEÑO DE ESCALERAS	
4.5.2	DISEÑO DE TENSORES DE FUNDACION	

CAPITULO V (ELABORACION DE PLANOS CON DETALLES)

5.1	PLANOS ESTRUCTURALES DE CONSTRUCCION137
-----	--------------------------------------	----------

CAPITULO VI (ESPECIFICACIONES TECNICAS)

6.1	EXCAVACION, COMPACTACION, NIVELACION Y PREPARACION DEL TERRENO138
6.2	CONCRETO143
6.2.1	DEFINICIONES	
6.2.2	PROCESOS	
6.2.3	PRUEBA	
6.3	ACERO DE REFUERZO159
6.3.1	DEFINICIONES	
6.3.2	PROCESOS	
6.3.3	PRUEBA	
6.4	ACERO ESTRUCTURAL165
6.4.1	DEFINICIONES	
6.4.2	PROCESOS	

6.5	MAMPOSTERIA, ALBAÑILERIA Y ACABADOS	168
6.5.1	DEFINICIONES		
6.5.2	PROCESOS Y PRUEBAS		

CAPITULO VII (CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES)

7.1	CONCLUSIONES	173
7.2	RECOMENDACIONES	175
7.3	BIBLIOGRAFIA	176
7.4	ANEXOS	178

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCION

Es sólo por medio de las estructuras que se alteran los detalles externos visibles de la superficie de nuestro planeta. Así pues el Ingeniero Civil tiene la responsabilidad de determinar si la estructura que construye mejoran o afectan al medio ambiente.

La Universidad de El Salvador esta en proceso de mejoramiento de edificios y planeando otros a fin de crear funcionalidad en el campus y quitar estragos de la década 80' (terremoto, guerra).

Una vez que el dueño (UES) de una estructura ha estudiado alternativa seleccionando el sitio y realizando exploraciones para conocer las condiciones del suelo, el diseño estructural se inicia considerando varios estructuraciones de la planta arquitectonica. Después de esto se predimensionan miembros principales (Viga, columnas, Viga-columna, zapatas etc.) de tal manera de imaginar el edificio.

A partir de la conceptualización correcta y responsable se decide el diseño definitivo de cada miembro (memoria c) describiéndolo en detalle por medio de dibujos y notas (especificaciones) facilitar al realizador la construcción del mismo.

Por ultimo se espera cumplir las demandas respecto al edificio Residencia de mujeres en la Universidad de El Salvador, y seguidamente que los estudiantes de los cursos de estructuras tenga un documento de consulta.

1.2 ANTECEDENTES

La evolución de la Ingeniería Estructural se inicia en los albores de la humanidad, cuando junto con el artesano primitivo, apareció el constructor prehistórico, el ingenioso hacedor de rudimentarias viviendas, monumentos, puentes colgantes; grandiosas construcciones de las culturas Egipcias, Griega y Romana, en la que destacan sus maravillosas edificaciones arquitectónicas: castillos, catedrales, fortificaciones, etc.

En el Renacimiento puede situarse el origen del estudio científico de las estructuras y del comportamiento de los materiales de construcción.

En nuestros días la Ingeniería Estructural se ha configurado una especialidad relacionada con la creación de Sistemas de Materiales, cuya finalidad primaria es transmitir y resistir, eficaz y seguramente, la acción de fuerzas aplicadas de diversos orígenes: gravitacionales, sísmicos, de viento, etc.

La Universidad de El Salvador dentro de su proceso de crecimiento, desarrollo poblacional y el restablecimiento de su infraestructura, está llevando a cabo una serie de proyectos que proporcionen las condiciones necesarias a su población estudiantil; a partir de esto nace la idea de crear un edificio para residencia de mujeres universitarias, el que para poder llevarse a cabo tiene que efectuarse antes el Diseño Estructural del mismo, utilizando las herramientas de la Ingeniería Estructural, el cual se detalla en el desarrollo de este documento.

1.3 OBJETIVOS GENERALES

1. Que el presente estudio conlleve a la elaboración del diseño estructural cumpliendo con una memoria de cálculo de cada elemento principal y secundario, así como también planos y especificaciones que generen un entendimiento de los mismos.
2. Que el estudio lleve los requisitos solicitados por la U.E.S además que presente seguridad funcionalidad y factibilidad.
3. Que el documento sirva como material de apoyo a los estudiantes en el área de estructura.

1.4 OBJETIVOS ESPECIFICOS

1. Reconocer y levantar la planimetría y altimetría del sitio donde se proyecta el edificio Residencia de Mujeres
2. Realizar y elaborar el estudio de las propiedades mecánicas del sub-suelo.
3. Planear la estructuración del edificio a partir de las plantas arquitectónicas sugeridas.
4. Predimensionar los elementos principales vigas, columnas, zapatas.
5. Diseñar todos los elementos secundarios vigas, escaleras, paredes, otros.
6. Diseñar los elementos principales definitivos, y recopilar en memorias de cálculo de los módulos diseñados.
7. Presentar los módulos diseñados mediante planos estructurales, con sus respectivos detalles.
8. Facilitar especificaciones técnicas que expliciten el diseño mismo para el realizador.

1.5 DESCRIPCION DEL SISTEMA DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO

El marco resistente a momentos es el sistema estructural fundamental, que incluye los vaciados en el sitio y los prefabricados. Los primeros son básicamente el marco de viga-columnas, columnas-losas de pisos, paredes de relleno, techo flexible, juntas aisladoras entre cuerpos, hasta llegar a las zapatas que transmiten la carga al suelo.

Las estructuras monolíticas de concreto reforzado es uno de los sistemas más populares en el mundo. Se han obtenido varios progresos en las disposiciones de los reglamentos y en la práctica del diseño de este sistema estructural. Algunas reglas para el diseño.

- a- Debe suministrar ductilidad y una gran capacidad de disipación de energía (Con menor deterioro en la rigidez)
- b- Las vigas deben fluir antes que las columnas
- c- La falla de flexión debe preceder a la de cortante
- d- Las conexiones deben ser más resistentes que los elementos que se unen a ellas

CAPITULO II

PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION

El proyecto Residencia de Mujeres presenta una propuesta arquitectónica con planta asimétrica y uniformidad en lo vertical.

El tamaño, la forma y la estructuración del edificio hace que su análisis sea muy complejo y poder tener la apreciación del comportamiento real que tenga la estructura ante un sismo. Por lo tanto se diagnostica cumplir con los criterios siguientes:

CONFIGURACION EN PLANTA. La planta deberá tener simplicidad, compacticidad y rigidez torsional.

* **Simplicidad.** Desde el punto de vista sísmica, es deseable una configuración sencilla, como una forma cuadrada o circular. En los edificios con forma compleja como la L,T,U,H,Y., la porción del ala a menudo sufre un daños ante un temblor severo.

En tales casos, se recomienda suministrar juntas sísmicas, de manera que los cuerpos componentes pueden oscilar libremente.

* **Compacticidad.** En un edificio con una forma larga y extendida, actúan fuerzas de magnitud variables debido a la diferencia en la fase del movimiento sísmico. Para dicho edificio se requieren juntas sísmicas.

* **Simetría y Rigidez Torsional.** Para evitar la deformación torsional, el centro de rigidez de un edificio debe coincidir con el centro de masas. Para satisfacer esta condición, es deseable tener una simetría tanto en la configuración del edificio como en la estructura.

Aun cuando se puede hacer que el centro de rigidez coincida con el centro de masas en un edificio asimétrico, con frecuencia es difícil mantener la coincidencia en el estado inelástico de esfuerzos.

Si existe una excentricidad entre los centros de masas y rigidez, la deformación torsional y la amplificación del movimiento sísmico son mayores que en un edificio con una rigidez torsional pequeña.

* **CONFIGURACION VERTICAL.** La configuración vertical comprende uniformidad y continuidad, lo mismo que proporción.

Uniformidad y Continuidad. Es deseable evitar cambios drásticos en la configuración vertical de un edificio.

Cuando dicha configuración es discontinua, tiene lugar un gran movimiento vibratorio en alguna proporción y se requiere una gran acción de diafragma en el borde, para transmitir las fuerzas de la torre a la base. En tales casos, es imprescindible un análisis dinámico de respuesta para asegurar la resistencia sísmica.

Proporción. Un edificio con una relación grande altura-ancho exhibe extensos desplazamientos laterales. Ante las fuerzas laterales, las fuerzas axiales en las columnas debidas al momento de volteo en dicho edificio, tiende a ser incontrolables. Lo mismo ocurre con las fuerzas de compresión y de desprendimiento que actúan en la cimentación.

RIGIDEZ Y RESISTENCIA.

Dirección Vertical. Es aconsejable evitar cambios repentinos en la distribución vertical de la rigidez y resistencia. El parámetro relevante es la relación de la rigidez de entrepiso al peso del mismo, entre pisos adyacentes. Si hay un entrepiso blando en un edificio, la deformación plástica tiende a concentrarse en éste, y esto puede provocar el colapso total del edificio. La rigidez y la resistencia se pueden ajustar aumentando las columnas o los contraventeos en los entrepisos blandos.

Dirección Horizontal. Si existen columnas largas y cortas en el mismo entrepiso, la fuerza cortante se concentra en las relativamente rígidas (columnas cortas) que de esta manera fallan antes que las largas.

OTRAS CONSIDERACIONES DE IMPORTANCIA.

Redundancia. La redundancia en los sistemas estructurales debe mantenerse baja en vista de los esfuerzos térmicos y el asentamiento desigual del terreno ante la acción de las fuerzas sísmicas, por otro lado es deseable que ésta sea grande, ya que una falla local no induce el colapso en la totalidad del edificio, si la falla de deformación plástica es grande.

Modo de falla. Es deseable suministrar columnas fuertes y permitir que las vigas fluyan en flexión antes. Las razones para esta selección son las siguientes:

- 1.- La falla de las columnas representa el colapso de todo el edificio.
- 2.- En una estructura con columnas débiles la deformación plástica se concentra en cierto entrepiso.
- 3.- Tanto en la falla de cortante como en la de flexión de las columnas la degradación es mayor que cuando fluyen las vigas. Esto es cierto debido a las fuerzas axiales en las columnas.

2.2 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA DEFINITIVA

El proyecto Residencia de Mujeres, en la Universidad de El Salvador, esta formado por seis módulos, los cuales para efecto de análisis se nombran de la manera siguiente: MODULOS I,II,III,IV,V,VI. Todos los módulos poseen tres niveles y están destinados ha formar un sólo cuerpo.

El cuerpo I y III tienen las dimensiones siguientes: 23.6 mts x 11.85 mts. y se consideran como cuerpos sencillos regulares en forma rectangular.

El cuerpo II y IV tienen las dimensiones siguientes: 12.10 mts. x 11.20 mts. y tambien se consideran cuerpos sencillos regulares en forma rectangular.

El cuerpo V y VI presentan las dimensiones siguientes: 12.10 mts x 16.97 mts. y se considera como cuerpo complejo regular, en forma triangular.

Todos los cuerpos están separados por una junta de dilatación, con el objeto de evitar su colapso ante un movimiento de cualquier magnitud debido a la forma compleja de su configuración mostrada.

Para los cuerpos V y VI, se propuso la utilización de columnas circulares. Mientras los cuerpos I,II,III y IV, la utilización de columnas rectangulares.El sistema de losa a utilizar en todos los cuerpos será del tipo COPRESA y densa en casos especiales.

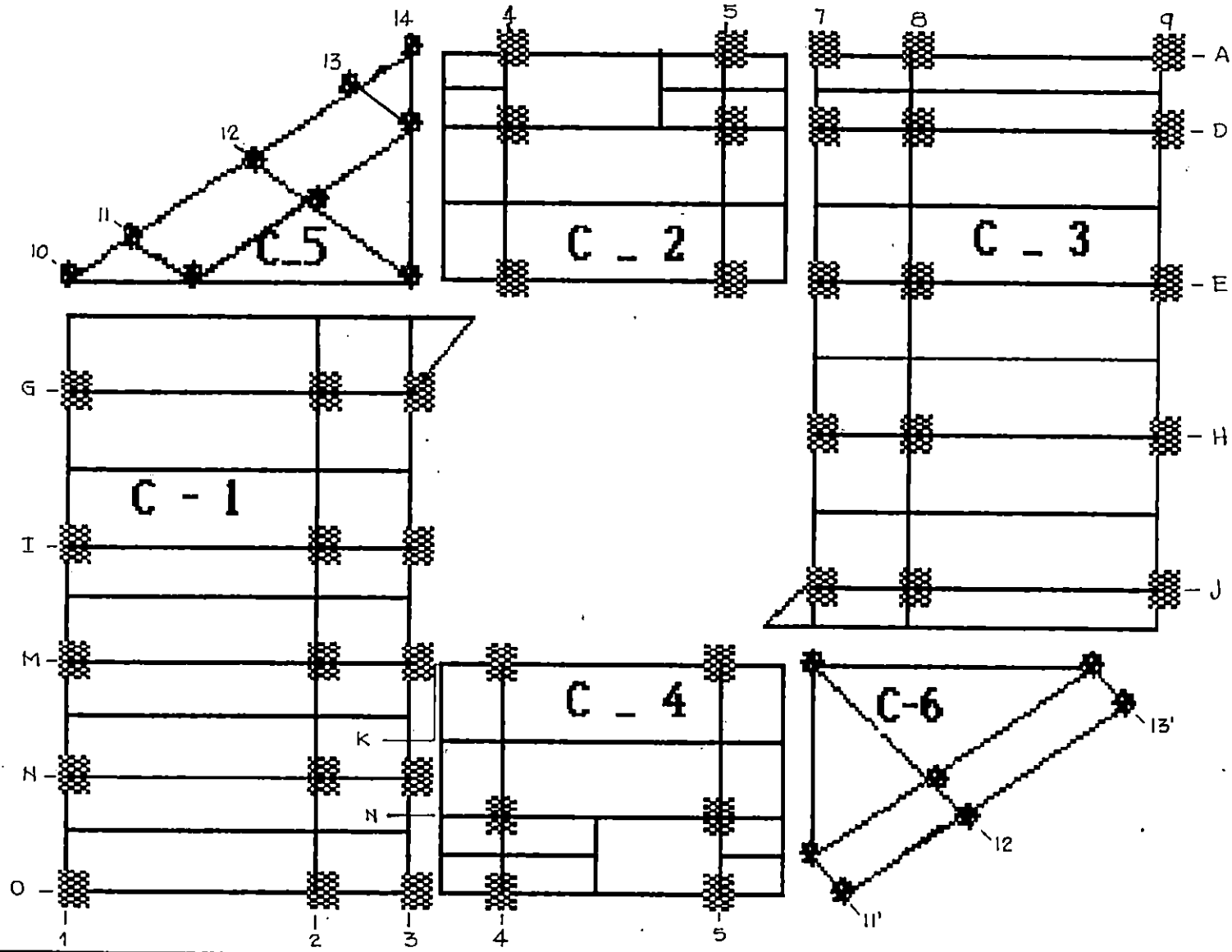
Este sistema de cuerpos estarán estructurados a base de marcos de concreto reforzado.

El entrepiso será losa copresa . Las paredes y divisiones intermedias estarán ligadas de la estructura principal, el tipo de cubierta será de lamina ZINTRO-ALUM, apoyadas sobre polin C y vigas metálicas. Al mismo tiempo las vigas metálicas se rigidizaran de tal manera que su movimiento y desplazamiento sean mínimos, esto podrá lograrse mediante elementos perpendiculares que restrinjan su movimiento lateral. Para los entrepisos se utilizarán vigas secundarias con el objeto de cargar a todos los elementos y se evita un peralte de losa considerable, y el aumento del peso en la estructura.

Finalmente la cimentación se diseñara a base de zapatas aisladas. Las paredes de la primera planta estarán apoyadas sobre soleras-tensor.

PLANTA DE ESTRUCTURA DEFINITIVA

Fig. 2.1



2.3 CRITERIO DE SELECCION DE MATERIALES PARA CONCRETO REFORZADO

El concreto en las estructuras de concreto reforzado no debe ser de baja resistencia. También es recomendable no usar agregados quebradizos. ATC-3 (APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL) recomienda un concreto normal con una resistencia mínima de 20.7 Mpa. (210 Kg/cm²).

El esfuerzo de fluencia y la ductibilidad son las propiedades de diseño importantes para el acero. Las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM) y otras estipulan valores más bajos del esfuerzos de fluencia. Los ensayos de tensión y flexión proporcionan una información útil para la ductibilidad del acero. Se reconoce que el acero trabajado en frío es menos dúctil y el acero con esfuerzos de fluencia significativamente mayor que los valores nominales tiende también a mostrar un comportamiento menos dúctil. Por consiguiente, no se recomienda el uso de dicho acero en la mayoría de las construcciones.

La norma ASTM A-615 cubre especificaciones para varillas corrugas que son normalmente utilizadas en las construcciones de concreto reforzado.

La norma ASTM A 706 cubre lo referente a varillas corrugadas de acero con baja resistencia aleación destinada

a aplicaciones especiales donde la soldadura, el doblado o ambos son de importancia.

Las varillas corrugadas de refuerzo deben cumplir con una de las siguientes especificaciones:

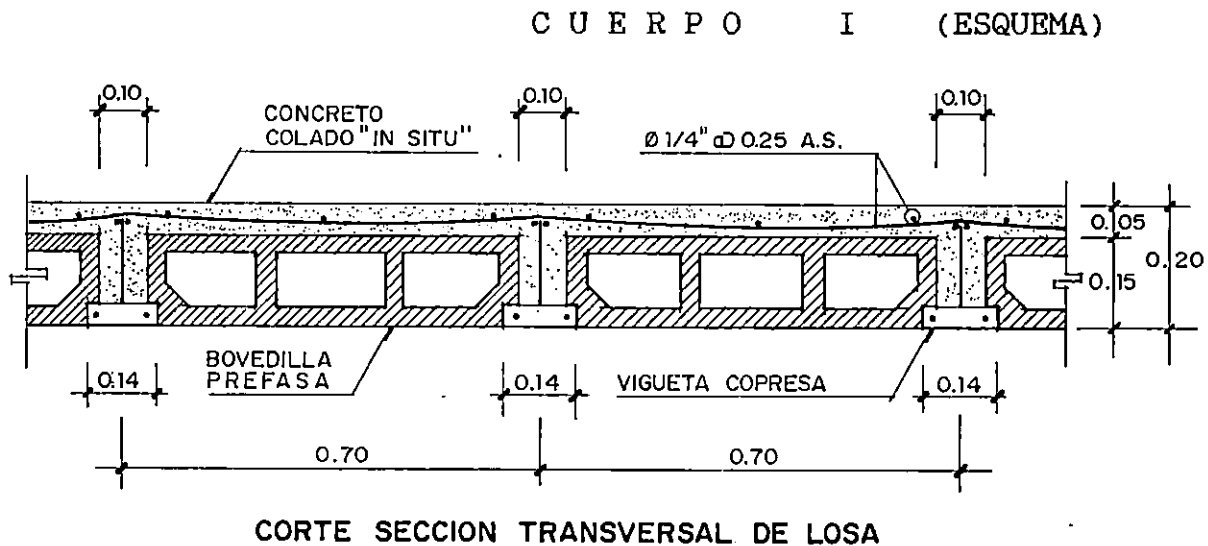
a.- Norma ASTM A615 "SPECIFICATION FOR DEFORMED AND PLAIN BILLET STEEL BARS FOR CONCRETE REINFORCEMENT"

b.- ASTM A616 "SPECIFICATION FOR RAIL STEEL DEFORMED AND PLAIN BARS FOR CONCRETE REINFORCEMENT"

c.- ASTM A617 "SPECIFICATION FOR AKLE-STEEL DEFORMED AND PLAIN BARS FOR CONCRETE REINFORCEMENT".

d.- ASTM A706 "SPECIFICATION FOR LOW-ALLOWY STEEL DEFORMED BARS FOR CONCRETE REINFORCEMENT"

2.4 DETERMINACION DE ESPESORES Y DIRECCION DE LOSAS



Materiales a Utilizar:

Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Densidad volum. = 2.4 t/m^3

del concreto

Enladrillado = 120 kg/m^2

Instalaciones = 30 kg/m^2

Losa adicional = 20 kg/m^2

Divisiones de = 70 kg/m^2

de madera

Carga viva = 350 kg/m^2

curvas de carga la luz de la viguetas Copresa.

- Sobrecargas netas sin peso propio de losa
- Luz de vigueta

Calculo de sobrecargas:

Enladrillado = 120 kg/m²

Instalaciones = 130 kg/m²

Losa adicional = 20 kg/m²

Div. de madera = 70 kg/m²

C. D. = 490 kg/m²

C. L. = 350 kg/m²

D + L = 840 kg/m²

Luz de vigueta = 3.125 mts.

De gráfico obtenemos una vigueta tipo 3/818

Datos técnicos de vigueta tipo 3/818

bw = 14.0 cms

s = 70.0 cms

hf = 5.0 cms

h = 20.0 cms

2.5 PREDIMENSIONAMIENTO VIGA, COLUMNAS, ZAPATAS

Este inciso debe iniciar con un análisis sísmico preliminar, aunque debe incluir los pasos que a continuación se presentan:

- Calculo de pesos concentrados sobre cada nivel.
- Calculo de los cortantes sísmicos
- Distribución de los cortantes sísmicos sobre los marcos
- Ajustes de las distribuciones de cortantes sísmicos para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión sísmica.
- Soluciones aproximadas usando el programa MPLAN 1.
- Predimensionamiento de vigas y columnas.

Antes que nada deben atenderse las limitaciones que la distribución arquitectónica impone al diseño estructural: altura de puertas y ventanas, luces de los elementos, formas específicas, dimensiones preestablecidas, conservación de efectos estéticos, etc. que en definitiva presenta mejores efectos visuales que redundan en mayores costos.

CUERPO 1 EJE G ENTRE EJES 1 y 2 NIVEL 1

Evaluacion de cuantia viga primaria

Cuantia minima

Seccion de viga

$$30 \times 65 \quad P_{min} = l_4 / F_y = l_4 / 2800 = 0.005$$

$$A_s = P b d \quad P = A_s / b d$$

$$P = 4(3.85) + 2(2.85) / 30 \times 59 = 21.18 / 1770 = 0.01197$$

$$P_{max} = 0.025$$

$$0.005 < P < 0.025 \text{ ok.}$$

Evaluacion de cuantia en columna 3M

Seccion de columna

$$60 \times 60 \text{ Axial} \quad P = 36.17$$

$$M_x = 29.45 \text{ Ton.mt}$$

$$M_y = 5.31 \text{ Ton/mt}$$

$$M_m = (29.45) + (5.31)$$

$$M_u = 29.92 \text{ Ton - m}$$

$$P_u / A_g = 36170 / 60 \times 60 = 10.05 \quad \text{de cuadro}$$

$$M_u / A_g h = 2992000 / 60 \times 60 \times 60 = 13.85 \quad 4.8-c$$

Se obtiene $P = 1,4 \%$ Refuerzo intermedio ok.

EVALUACION DE ZAPATA M3

$$P_{adm} = 19 \text{ Ton/m}$$

$$P_{neto} = 19 - 1.5(1.8) - 0.3 = 16 \text{ Ton/m}$$

Fuerzas sin factores

$$P_{gx} = 16.28 \text{ Ton}$$

$$P_{gy} = 30.11 \text{ TON}$$

$$A_{nec} = 1.2 P_{neto} = 1.2(16.28 + 30.11 + 18.2) / 16$$

$$A_{nec} = 4.84 \text{ M}^2$$

$$L_x L_y = 4.84 \quad L_x = 4.84 \quad L_y = 2.2$$

Proponer $L = 2.5 \text{ M}$

Seccion de zapata

2.5m x 2.5m ok EJE M

DIMENSIONES

MODULO I Y III

Vigas 30 x 65, 30 x 50, 25 x 50, 30 x 55

Columna 60 x 60

Zapata 250 x 250

MODULO II Y IV

Vigas 30 x 60

Columna 60 x 60

MODULO V Y VI

Vigas 25 x 50

Columna Circular 50cms.

CAPITULO III

ANALISIS, GRAVITACIONAL Y SISMICO

3.1 CARGAS CONSIDERADAS

En una estructura cualquiera actúan tres tipos de cargas diferentes: cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales. Las dos primeras actúan verticalmente, mientras que las otras son producidas por el viento o por sismo y generalmente son horizontales.

a) Cargas Muertas:

Son todos los pesos de los elementos estructurales: vigas, columnas, losas, soleras, paredes, además de los no estructurales: fascias prefabricadas, acabado de pisos, etc. A continuación se presentan los valores utilizados para el cálculo de las cargas muertas en el edificio.

Concreto reforzado.	2.4 ton/m ³
Ventanería	30 kg/m ²
Enladrillado	120 kg/m ²
Paredes de bloques.	300 kg/m ²
Divisiones de madera.	70 kg/m ²
Peso de losa copresa 3/818.	290 kg/m ²
Cielo falso + instalaciones eléctricas. . .	30 kg/m ²
Lámina zintro-Alum	20 kg/m ²
Estructura metálica.	15 kg/m ²

b) Cargas vivas

Son todas aquellas originadas directamente por personas, mobiliario u objetos móviles. Hasta ahora no se ha logrado obtener una valorización verdadera racional de las cargas vivas así como de su distribución y para simplificar su análisis de cargas, debido a la falta de mayor información, estas se han considerado distribuidas sobre toda el área de piso como cargas uniformes, aunque las cargas reales podrían estar concentradas en una cierta área.

Considerando el uso que tendrán cada uno de los cuerpos que componen el edificio se tiene que:

CARGA VIVA POR GRAVEDAD.....	350 kg/cm ²
CARGA VIVA POR SISMO.....	250 kg/cm ²

c) Carga Accidental:

Es la carga que puede actuar en el momento que ocurre una excitación sísmica o un empuje de viento máximo; debe notarse que este valor respecto a la carga máxima debido a que la probabilidad de ocurrencia que se presente al mismo tiempo y a su máxima intensidad una carga accidental y la carga viva es pequeña.

BAJADO DE CARGAS

NIVEL: 1 ANALIZADO: O. N. M		CUADRO 3.1								
EJES DE REFERENCIA:										
DESCRIPCION	(1)	(2)	(3)	()	(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)
LONGITUD TRAMO = Mts	7.25	4.60			7.25	4.60		7.25	4.60	
AREA TRIBUTARIA = M ²	7.90	4.775			16.62	10.0		17.46	10.50	
CARGA VIVA 0.35 = TON/M ²	0.35	0.335			0.35	0.35		0.35	0.35	
GRAVITACIONAL	2.77	1.566			5.82	3.50		6.11	3.68	
LOSA +ENLADRILL.+ = Ton/m ²	0.524	0.524			0.524	0.524		0.524	0.524	
INSTALAC.S/PISO = Ton	4.14	2.449			8.71	5.24		9.15	5.50	
VIGAS(P.v)55x30sección=m ²	0.165	0.165			0.165	0.15		0.165	0.15	
2.40 T/m ³ Peso = Ton	2.87	1.566			2.87	1.66		2.87	1.66	
Area Vertical = m ²	20.25	12.30								
PAREDES 0.30 = Ton/m ²										
-Ton	6.08	3.569								
PUERTAS Area Vertical = m ²										
Y = Ton/m ²										
VENTAJAS = Ton										
OTROS = m ²										
= Ton/m ²										
= Ton										
ESTRUCTURA METALICA										
CARGA Peso = ton	6.16	4.889			1.125	0.0		4.89	16.09	
PUNTUAL Posición = mts	0.00	4.560			0.0	0.0		0.0	4.60	
(D+L) C.Muerta = 8x100										
CARGA MUERTA (D) =Ton	13.09	8.000			11.58	7.06				
CARGA TOTAL (D+L) =Ton	15.87	9.550			17.40	10.40		16.39	10.84	
Factor de Carga FUI = #										
CARGA UNIFORME	2.18	2.007			2.40	2.26		2.50	2.36	

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR Fac. de Ing. y Arg. Escuela de Ing. Civil Departamento de Diseño	TRABAJO DE GRADUACION Diseño Estructural del Edificio Residencia de Mujeres Universitarias de la U.E.S	COORDINADOR: Ing.Rodolfo Nosiglia Duran ASESOR EXTERNO: Ing.Victor Manuel Figueroa Moran	DESARROLLADO: Rodolfo Augusto Garcia Portal Cesar Yoalmo Cabeza Torres Walter Arquimedes Iglesias Avalos
--	--	---	---

NIVEL: 1 ANALIZADO: 3
 RJS DE REFERENCIA:

CUADRO 3.2

DESCRIPCION	(O)	(N)	(M)	(L)	(G)	(C)	()	()	()	()
LONGITUD TRAMO -mts	4.75	5.25	5.25	6.25	2.10					
AREA TRIBUTARIA -M ²	1.42	1.57	1.57	1.87	1.26					
CARGA VIVA 0.35 = TON/M ² GRAVITACIONAL	0.35 0.36	0.39	0.39	0.47	0.32					
LOSA +ENLADRI+0.524Ton/m ² INSTALAC.S/PISO = Ton	0.524 0.74	0.82	0.82	0.98	0.66					
VIGAS(P.v)55x30sección=m ² 2.40 T/m3 Peso = Ton	0.15 1.88	0.15 2.08	0.165 2.08	0.165 2.48	0.165 0.83					
Area Vertical = m ² PAREDES 0.90 = Ton/m ² -Ton	5.10 1.59	5.70 1.71	5.70 1.71	6.90 2.07	2.22 0.67					
PUERTAS Area Vertical = m ² Y = Ton/m ² VENTAJAS = Ton	8.08 0.24	9.03 0.27	9.03 0.27	10.93 0.33	3.52 0.11					
OTROS = n ² -Ton/m ² = Ton	4.89 0.0		16.04 0.0	4.89 0.0	4.85 0.0					
VIGAS SECUNDARIA CARGA Peso = ton PUNTUAL Posición = mts (D+L) C.Muerta = %x100	2.66 2.975	2.88 2.625	2.88 2.625	3.98 3.125	5.82 1.975					
CARGA MUERTA (D) = Ton CARGA TOTAL (D+L) = Ton Factor de Carga FUI = # CARGA UNIFORME	4.75 1.09	5.27 1.09	5.27 1.09	6.33 1.04	2.59 1.36					

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 Fac. de Ing. y Arq.
 Escuela de Ing. Civil
 Departamento de Diseño

TRABAJO DE GRADUACION
 Diseño Estructural del
 Edificio Residencia de
 Mujeres Universitarias de
 la U.E.S

COORDINADOR:
 Ing.Rodolfo Nosiglia Duran
 ASESOR EXTERNO:
 Ing.Victor Manuel Figueroa Moran

DESARROLLADO:
 Rodolfo Augusto Garcia Portal
 Cesar Yoalmo Cabeza Torres
 Valter Arquimedes Iglesias Avalos

REFERENCIAS	ANCHO	PERALTE	LONG.	PES. VOL.	P. TOTAL	X	Y	WX	WY
K/M ² - 2	mts	mts	mts	ton/m ³	ton	mts	mts	ton/m ²	ton/m ²
EJE 1, PARED O-N	4.250	1.200	1.000	0.300	1.530	21.225	0.000	32.474	0.000
EJE 1, PARED N-M	4.750	1.200	1.000	0.300	1.710	18.225	0.000	27.745	0.000
EJE 1, PARED M-I	4.750	1.200	1.000	0.300	1.710	10.975	0.000	18.787	0.000
EJE 1, PARED I-G	5.750	1.200	1.000	0.300	2.070	5.725	0.000	11.851	0.000
EJE 1, PARED G-G'	1.850	1.200	1.000	0.300	0.668	1.050	0.000	0.899	0.000
VENTANERIA O-N	4.250	1.800	1.000	0.035	0.288	21.225	0.000	5.883	0.000
VENTANERIA N-M	4.750	1.800	1.000	0.035	0.299	16.225	0.000	4.855	0.000
VENTANERIA M-I	4.750	1.800	1.000	0.035	0.299	10.975	0.000	3.284	0.000
VENTANERIA I-G	5.750	1.800	1.000	0.035	0.362	5.725	0.000	2.074	0.000
VENTANERIA G-G'	1.850	1.800	1.000	0.035	0.117	1.050	0.000	0.122	0.000
VIGA O-N	0.300	0.550	4.250	2.400	1.883	21.225	0.000	35.722	0.000
VIGA N-M	0.300	0.550	4.750	2.400	1.881	18.225	0.000	30.519	0.000
VIGA M-I	0.300	0.550	4.750	2.400	1.881	10.975	0.000	20.844	0.000
VIGA I-G	0.300	0.550	5.250	2.400	2.079	5.725	0.000	11.902	0.000
VIGA G-G'	0.300	0.550	1.850	2.400	0.733	1.050	0.000	0.789	0.000
COLUMNA 1-0	0.550	0.550	3.600	2.400	2.814	23.800	0.000	61.881	0.000
COLUMNA 1-N	0.550	0.550	3.600	2.400	2.814	18.850	0.000	49.286	0.000
COLUMNA 1-M	0.550	0.550	3.600	2.400	2.814	13.800	0.000	35.545	0.000
COLUMNA 1-I	0.550	0.550	3.600	2.400	2.814	8.350	0.000	21.824	0.000
COLUMNA 1-G	0.550	0.550	3.600	2.400	2.814	2.100	0.000	5.489	0.000
EJE 2X, VIGA O-N	0.300	0.550	4.250	2.400	1.530	21.225	7.250	32.474	11.093
EJE 2X, VIGA N-M	0.300	0.550	4.750	2.400	1.710	18.225	7.250	27.745	12.398
EJE 2X, VIGA M-I	0.300	0.550	4.750	2.400	1.710	10.975	7.250	18.787	12.398
EJE 2X, VIGA I-G	0.300	0.550	5.250	2.400	2.079	5.725	7.250	11.902	15.073
EJE 2X, VIGA G-G'	0.300	0.550	1.850	2.400	0.668	1.050	7.250	0.899	4.829
EJE 3, PARED M-I	3.250	1.200	1.000	0.300	1.170	9.970	11.850	11.865	13.865
EJE 3, PARED I-G	5.750	1.200	1.000	0.300	2.070	5.725	11.850	11.851	24.530
EJE 3, PARED G-G'	2.980	1.200	1.000	0.300	1.068	1.050	11.850	1.119	12.627
VENTANERIA M-I	3.250	1.800	1.000	0.035	0.205	9.970	11.850	2.041	2.428
VENTANERIA I-G	5.750	1.800	1.000	0.035	0.362	5.725	11.850	2.074	4.293
VENTANERIA G-G'	2.980	1.800	1.000	0.035	0.186	1.050	11.850	0.198	2.210
EJE 3, VIGA O-N	0.300	0.700	4.250	2.400	2.142	21.225	11.850	45.464	25.383
EJE 3, VIGA N-M	0.300	0.700	4.750	2.400	2.394	18.225	11.850	38.843	28.369
EJE 3, VIGA M-I	0.300	0.700	4.750	2.400	2.394	10.975	11.850	28.274	28.369
EJE 3, VIGA I-G	0.300	0.700	5.250	2.400	2.648	5.725	11.850	15.148	31.355
EJE 3, VIGA G-G'	0.300	0.700	1.850	2.400	0.932	1.050	11.850	0.979	11.049
COLUMNA 3-0	0.550	0.550	3.600	2.400	2.814	23.800	11.850	61.881	30.971
COLUMNA 3-N	0.550	0.550	3.600	2.400	2.814	18.850	11.850	49.286	30.971
COLUMNA 3-M	0.550	0.550	3.600	2.400	2.814	13.800	11.850	35.545	30.971
COLUMNA 3-I	0.550	0.550	3.600	2.400	2.814	8.350	11.850	21.824	30.971
COLUMNA 3-G	0.550	0.550	3.600	2.400	2.814	2.100	11.850	5.489	30.971
EJE 0, PARED 1-2	8.650	1.200	1.000	0.300	2.394	23.800	3.625	58.488	8.678
EJE 0, PARED 2-3	4.000	1.200	1.000	0.300	1.440	23.800	9.550	33.984	13.752
VENTANERIA 1-2	8.650	1.800	1.000	0.035	0.419	23.800	3.625	9.887	15.19
VENTANERIA 1-2	4.000	1.800	1.000	0.035	0.252	23.800	9.550	5.947	2.407
VIGA EJE 0, 1-2	0.250	0.500	7.250	2.400	2.175	21.225	3.625	48.164	7.884
VIGA EJE N, 1-2	0.250	0.500	7.250	2.400	2.175	18.225	3.625	35.289	7.884
VIGA EJE M, 1-2	0.250	0.500	7.250	2.400	2.175	10.975	3.625	23.871	7.884
VIGA EJE I, 1-2	0.250	0.500	7.250	2.400	2.175	5.725	3.625	12.452	7.884
VIGA EJE G'	0.250	0.500	11.850	2.400	3.555	0.000	9.530	0.000	21.081
VIGA EJE O, 2-3	0.250	0.400	4.800	2.400	1.104	21.225	9.550	23.432	10.543
VIGA EJE N, 2-3	0.250	0.400	4.800	2.400	1.104	18.225	9.550	17.912	10.543
VIGA EJE M, 2-3	0.250	0.400	4.800	2.400	1.104	10.975	9.550	12.118	10.543
VIGA EJE I, 2-3	0.250	0.400	4.800	2.400	1.104	5.725	9.550	8.320	10.543
VIGA EJE O, 1-2	0.300	0.550	7.250	2.400	2.871	23.800	3.625	87.758	10.407
VIGA EJE N, 1-2	0.300	0.550	7.250	2.400	2.871	18.850	3.625	54.118	10.407
VIGA EJE M, 1-2	0.300	0.550	7.250	2.400	2.871	13.800	3.625	39.048	10.407
VIGA EJE I, 1-2	0.300	0.550	7.250	2.400	2.871	8.350	3.625	23.973	10.407
VIGA EJE G, 1-2	0.300	0.550	7.250	2.400	2.871	2.100	3.625	6.029	10.407
VIGA EJE O, 2-3	0.300	0.550	4.800	2.400	1.822	23.800	9.550	42.990	17.398
VIGA EJE N, 2-3	0.300	0.500	4.800	2.400	1.858	18.850	9.550	31.218	15.815
VIGA EJE M, 2-3	0.300	0.500	4.800	2.400	1.858	13.800	9.550	22.522	15.815
VIGA EJE I, 2-3	0.300	0.500	4.800	2.400	1.858	8.350	9.550	13.828	15.815
VIGA EJE G, 2-3	0.300	0.500	4.800	2.400	1.858	2.100	9.550	3.478	15.815
LOSA O-N, 1-2	4.250	8.950	1.000	0.774	22.882	21.225	3.625	485.248	82.875
LOSA N-M, 1-2	4.750	8.950	1.000	0.774	25.552	16.225	3.625	414.578	92.625
LOSA M-I, 1-2	4.750	8.950	1.000	0.774	25.552	10.975	3.625	280.430	92.625
LOSA I-G, 1-2	5.750	8.950	1.000	0.774	30.931	5.725	3.625	177.080	112.125
LOSA G-G', 1-2	1.850	8.950	1.000	0.774	9.952	1.050	3.625	10.449	36.075
LOSA O-N, 2-3	4.250	4.300	1.000	0.774	14.145	21.225	9.550	300.224	135.083
LOSA N-M, 2-3	4.750	4.300	1.000	0.774	15.809	18.225	9.550	258.500	150.975
LOSA M-I, 2-3	4.750	4.300	1.000	0.774	15.809	10.975	9.550	173.503	150.975
LOSA I-G, 2-3	5.750	4.300	1.000	0.774	19.137	5.725	9.550	109.560	182.760
LOSA G-G', 2-3	1.850	4.300	1.000	0.774	8.157	1.050	9.550	8.485	58.801
ESTRUCTURA METALICA	12.450	23.850	1.000	0.297	88.189	11.925	6.225	1051.853	548.978

Centro de
Mazo X = 18.83 m
Y = 5.73 m

TOTALES 384.757 4856.478 2292.854

3.3 EVALUACION DE FUERZAS SISMICAS.

Método Estático

El método de la fuerza horizontal equivalente consiste básicamente en:

- a) . Determinar la fuerza cortante sísmica en la base del edificio, en dos direcciones ortogonales.
- b) Distribuir esta fuerza cortante en toda la altura del edificio, para encontrar la fuerza sísmica que actúan en los centros de masas de cada uno de los niveles del edificio.
- c) Determinar las fuerzas cortantes en cada uno de los diferentes entrepisos del edificio.
- d) Determinar los momentos de volteo en los diferentes niveles del edificio en dos direcciones ortogonales.
- e) Distribuir las fuerzas cortantes encontradas en la etapa "c" entre los sistemas resistentes que tiene el edificio (marcos).

Una vez realizada la evaluación de las fuerzas sísmicas, se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le corresponden.

3.3.1 DETERMINACION DE COEFICIENTE SISMICO.

Según el Reglamento de Emergencia Sísmico de El Salvador la fuerza horizontal que obra en la base de la estructura es:

$$V_{\text{basal}} = C_s * W_{\text{total}}$$

donde:

V_{basal} : fuerza horizontal, llamada cortante basal

C_s : Coeficiente Sísmico

W_{total} : Peso sísmico total de la estructura

La obtención del coeficiente sísmico, C_s , se obtiene por medio de la formula siguiente:

$$C_s = \frac{A C I}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3}$$

donde:

A : Factor de zonificación sísmico

I : Factor de Importancia

C : Coeficiente de sitio

T_o : Coeficiente de sitio

R : Factor de modificación de la respuesta

T : Período fundamental de vibración

Este período puede determinarse usando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes por medio de un análisis apropiado.

Es muy conveniente una formula aproximada:

$$T = C_t * h_n^{3/4}$$

donde:

$C_t = 0.073$ para sistemas con marcos de concreto reforzado

h_n = Altura del edificio

$$V = C_s * W_t$$

$$A = 0.40$$

$$I = 1.20$$

$$C_o = 3.00$$

$$T_o = 0.60$$

$$R = 12.0$$

$$C_d = 8.00$$

$$C_s = \frac{0.40 \times 3.0 \times 1.20}{12} \left(\frac{0.60}{0.437} \right)^{2/3}$$

$$C_s = 0.12$$

$$T = C_t h_n^{3/4}$$

$$T = 0.073 (10.8)^{3/4}$$

$$T = 0.437 < 0.70 \text{ no hay fuerza latigo}$$

3.3.2 DISTRIBUCION VERTICAL DE LA FUERZA SISMICA

La distribución de las fuerzas sísmicas a lo largo de la altura de un edificio es en general bastante compleja ya que estas fuerzas son el resultado de un cierto número de modos naturales de vibración.

Las contribuciones relativas de estos modos de vibración a las fuerzas totales depende de varios factores tales como las características del sismo (amplitud, frecuencia, duración) los períodos naturales de vibración del edificio y la forma de los modos de vibración, que a su vez dependen de las distribuciones de las masas y rigidez de la estructura en altura.

Para estructuras regulares, el reglamento define cuales son las fuerzas individuales aplicadas en cada masa, las que sumadas dan lugar al cortante basal.

Primeramente como una fuerza concentrada F_t es aplicada en el ultimo nivel del edificio. La fuerza F_t es expresada en función del período fundamental de la estructura:

$$F_t = \begin{cases} 0, & \text{para } T \leq 0.7 \text{ seg.} \\ 0.07TV & \text{para } T > 0.7 \text{ seg.} \end{cases}$$

Pero F_t no debe exceder a $0.25 V$

La fuerza F_t es introducida para considerar aproximadamente los efectos de los modos superiores, los cuales hacen incrementar los cortantes en los pisos superiores, la parte restante del cortante basal, V se distribuyen a toda la altura del edificio de acuerdo a la siguiente formula:

donde:

h_i, h_x : Altura medida desde la base hasta el nivel i o x respectivamente

W_i, W_x : Parte del peso sísmico, W , que se encuentra localizada en el nivel i o x respectivamente.

F_x : Fuerza sísmica aplicada en el nivel i .

CUADRO 3.5

W_i	H_i	f_{ix}	f_{iy}	v_{ix}	v_{iy}	$W_i \cdot H_i$
384.757	7.80	58.31	58.31			3001.10
				58.31	58.31	
316.173	4.20	25.80	25.80			1327.91
				84.11	84.11	

$\Sigma 700.93$

$\Sigma 4329.01$

$$F_i = \frac{(V_{\text{basal}} - F_t)W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

$$F_1 = \frac{(84.11 * 1327.91)}{4329.01}$$

$$F_1 = 25.80$$

$$F_2 = 58.31$$

3.4 DETERMINACION DE RIGIDECES

El calculo de rigideces de los marcos que constituyen el cuerpo I, se hizo por medio de la formula:

$$R = V / \Delta$$

donde:

- V : Fuerza cortante que actúa en el entrepiso
- Δ : Desplazamiento horizontal relativo de diseño del entrepiso debido a la acción sísmica
- R : Rigidez de la estructura.

Este método es aplicable cuando la evaluación de fuerzas internas en un marco se hace por medio de un análisis matricial que permite que se conozca tanto el cortante como los desplazamientos debidos a la acción sísmica que en el marco se están generando.

La obtención de estas fuerzas internas se hizo a través del modelado de los marcos tipo de la estructura del cuerpo I, los que a su vez fueron codificados y procesados en un programa de computadora llamado MPLAN-1.

CUADRO 3.6

RESISTENCIA DEL 1º NIVEL					CUERPO I
EJE	V	X	Y	Rx	Rv
1	28.8	0.40		71.33	
2	28.8	0.40		71.33	
3	28.8	0.40		71.33	
0	17.0		0.43		39.1
N	17.0		0.43		39.1
M	17.0		0.43		39.1
I	17.0		0.43		39.1
S	17.0		0.43		39.1

Calculo del Centro de Rigideces

$Y_{r1} = 5.47$ mts $X_{r1} = 13.075$

CUADRO 3.7

RESISTENCIA DEL 2º NIVEL					CUERPO I
EJE	V	X	Y	Rx	Rv
1	20.0	0.35		55.82	
2	20.0	0.35		55.82	
3	20.0	0.35		55.82	
0	11.6		0.43		26.6
N	11.6		0.43		26.6
M	11.6		0.43		26.6
I	11.6		0.43		26.6
S	11.6		0.43		26.6

Calculo del Centro de Rigideces

$Y_{r2} = 5.47$ mts $X_{r2} = 13.075$

3.5 DETERMINACION DEL CORTANTE TOTAL

3.5.1 Centro de Cortante.

Antes de proceder a calcular la distribución horizontal del cortante de entrepiso, es necesario haber calculado el centro de cortante que es donde se considera la fuerza del cortante sísmica del entrepiso.

Para un entrepiso cualquiera este centro de cortante puede ser calculado tal como se muestra en las siguientes formulas:

$$\text{Nivel 1} \quad X_{c1} = f_1 \cdot x_{1m} + f_2 \cdot x_{2m} / V_1$$

$$Y_{c1} = f_1 \cdot y_{1m} + f_2 \cdot y_{2m} / V_1$$

$$\text{Nivel 2} \quad X_{c2} = f_2 \cdot x_{2m} / V_2$$

$$Y_{c2} = f_2 \cdot y_{2m} / V_2$$

donde:

f_1, f_2 : Fuerzas sísmicas aplicadas en los niveles 1 y 2 respectivamente

x_{1m}, x_{2m} : Son centros de masa en la dirección x

y_{1m}, y_{2m} : Son centros de masa en la dirección y.

V_1, V_2 : Cortante del entrepiso 1 y 2 respectivamente.

CALCULO DE CENTRO CORTANTE

CUADRO 3.8

PROYECTO :RESIDENCIA DE MUJERES, UES													CALCULO :BR.RODOLFO GARCIA		
DIRECCION : FUERZAS SISMICAS , DESPLAZAMIENTOS LATERALES , PERIODO DE VIBRACION Y CENTRO DE CORTANTE (X-X)													REVISO :		
: I = 1.20 ;T(seg)= 0.768 ; Ft (ton)= 5.44 ; V (basal) = Cs * I * D * Ws													FECHA : AGOSTO/95		
Cs =0.12 ;D asum= 1.000 ;D calc= 0.859 ; Vx (ton)=101.22 ; Fi (Ton) = (Vx-Ft)*Wi*Hi/SWi*Hi													HOJA No.: ____/____		
NI- VEL	ENTRE PISO	SUM Hi (mts)	PESO Wi (Ton)	C.MASA ;Yg(mt)	RIG. X-X (T/cm)	Wi * Hi (mts)	Fxi (Ton)	Vxi (Ton)	^Xi (cms)	SUM Xi (cms)	Fi*Xi (T.cm)	Wi*Xi^2 (T.cm2)	Fi*Yg (T.at)	S Fi*Yg (T.at)	C.CORTE ;Yv (at)
2	-	7.80	384.8	5.96	-	3001.05	71.71			2.70	193.89	2812.58	427.33		
-	2	-	-	-	55.8			71.71	1.28				427.33	5.96	
1	-	4.20	318.2	5.95	-	1336.31	29.51			1.42	41.88	640.70	175.49		
-	1	-	-	-	71.3			101.22	1.42				602.82	5.96	
0		0.00	0.0			0.00	0.00			0.00	0.00	0.00			
S U M A			702.9			4337.36	101.22			2.70	235.76	3453.28	602.82		

CUADRO 3.9

PROYECTO :RESIDENCIA DE MUJERES, UES													CALCULO :BR.RODOLFO GARCIA		
DIRECCION : FUERZAS SISMICAS , DESPLAZAMIENTOS LATERALES , PERIODO DE VIBRACION Y CENTRO DE CORTANTE (Y-Y)													REVISO :		
: I = 1.20 ;T(seg)= 1.0666 ; Ft (ton)= 7.6 ; V (basal) = Cs * I * D * Ws													FECHA : AGOSTO/95		
Cs =0.12 ;D asum= 1.000 ;D calc= 0.6897 ; Vy (ton)= 101.2 ; Fi (Ton) = (Vy-Ft)*Wi*Hi/SWi*Hi													HOJA No.: ____/____		
NI- VEL	ENTRE PISO	SUM Hi (mts)	PESO Wi (Ton)	C.MASA ;Xg(mt)	RIG. Y-Y (T/cm)	Wi * Hi (mts)	Fyi (Ton)	Vyi (Ton)	^Yi (cms)	SUM Yi (cms)	Fi*Yi (T.cm)	Wi*Yi^2 (T.cm2)	Fi*Xg (T.at)	S Fi*Xg (T.at)	C.CORTE ;Xv (at)
2	-	7.80	384.8	12.10	-	3001.05	72.36			5.31	384.07	10838.27	875.74		
-	2	-	-	-	26.6			72.36	2.72				875.74	12.10	
1	-	4.20	318.2	12.23	-	1336.31	28.86			2.59	74.68	2131.18	352.80		
-	1	-	-	-	39.1			101.22	2.59				1228.55	12.14	
0		0.00	0.0			0.00	0.00			0.00	0.00	0.00			
S U M A			702.9			4337.36	101.22			5.31	458.75	12969.45	1228.55		

CALCULO DE CORTANTE DIRECTO Y TORSIONAL NIVELES 1 Y 2

Excentricidad Calculada

$$ecx = Xc - XR = 12.14 - 13.075 = -0.935 \text{ mts nivel 1}$$

$$ecy = Yc - YR = 5.955 - 5.47 = 0.485 \text{ mts}$$

$$ecx = Xc - XR = 12.102 - 13.075 = -0.973 \text{ mts nivel 2}$$

$$ecy = Yc - YR = 5.959 - 5.47 = 0.489 \text{ mts}$$

3.5.2 EXCENTRICIDAD DE DISEÑO

$$Ed = ec \pm 0.05 L$$

Nivel 1

$$edx = -0.935 \pm 0.05 (23.6) \quad edx1 = 0.245 \text{ mts} \quad edx2 = 2.115 \text{ mts}$$

$$edy = 0.485 \pm 0.05 (11.85) \quad edy1 = 1.078 \text{ mts} \quad edy2 = -0.107 \text{ mts}$$

Nivel 2

$$edx = -0.975 \pm 0.05 (23.6) \quad edx1 = 0.207 \text{ mts} \quad edx2 = -2.15 \text{ mts}$$

$$edy = 0.489 \pm 0.05 (11.85) \quad edy1 = 1.078 \text{ mts} \quad edy2 = -0.103 \text{ mts}$$

Reglamento de diseño sismico de ES Cap. VI n-11

En ningun entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

3.5.3 EFECTOS ORTOGONALES

+/-100% DirX +/- 30% DirY

+/-100% DirY +/- 30% DirX

Nivel 1

$$Mtx1 = 100\% (84.11)(1.078) + 30\%(84.11)(2.115) = 37.30 \text{ ton-m}$$

Afecta Eje 2,3

$$Mtx2 = 100\% (84.11)(-1.07) - 30\%(84.11)(2.115) = 144.04 \text{ ton-m}$$

Afecta Eje 1

$$Mty1 = 100\% (84.11)(-2.115) - 30\%(84.11)(1.078) = -27.20 \text{ ton-m}$$

Afecta Eje O, N, M

$$Mty2 = 100\% (84.11)(-0.245) + 30\%(84.11)(1.078) = 27.20 \text{ ton-m}$$

Ejes Eje I y G

Nivel 2

$$Mtx1 = 100\% (58.31)(1.082) - 30\%(58.31)(-2.15) = 100.7 \text{ ton-m}$$

Afecta Eje 2,3

$$Mtx2 = 100\% (58.31)(-.103) + 30\%(58.31)(-2.15) = -43.62 \text{ ton-m}$$

Afecta Eje 1

$$Mty1 = 100\% (58.31)(0.207) + 30\%(58.31)(1.082) = -30.99 \text{ ton-m}$$

Afecta Eje O,N,M

$$Mty2 = 100\% (58.31)(-2.15) + 30\%(58.31)(-0.103) = -127.17 \text{ ton-m}$$

Afecta Eje I,G

Cortante por Torsión en nivel 1

$$V_x = M_{\text{torsor}} \cdot R_1 \cdot Y_t / j \quad V_{x1} = -62.37 \cdot -398.18 / 16491.74 = 1.47 \text{ Ton}$$

$$V_{x2} = 1.10 \text{ Ton} \quad V_{x3} = 3.97 \text{ Ton}$$

$$V_{y0} = 0.66 \text{ Ton} \quad V_{yN} = 0.422 \text{ Ton}$$

$$V_{yM} = 0.033 \text{ Ton} \quad V_{yI} = 0.35 \text{ Ton}$$

$$V_{yG} = 0.708 \text{ Ton}$$

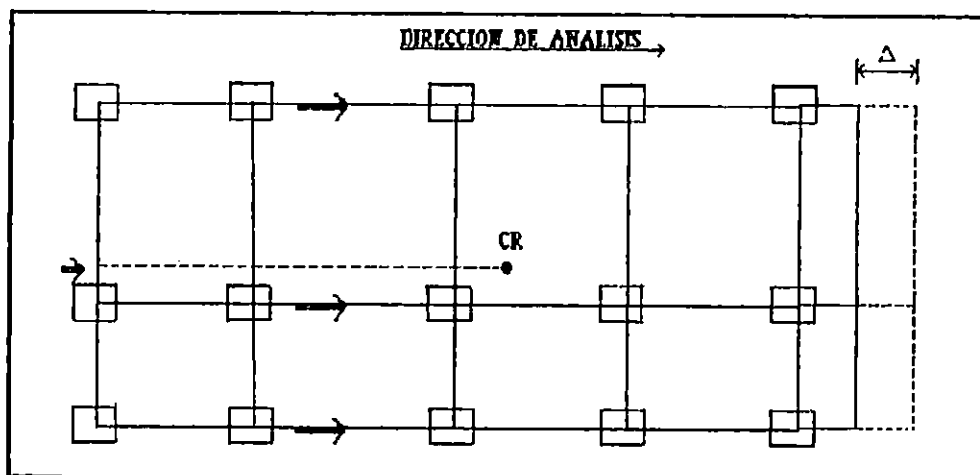


Fig.3.1

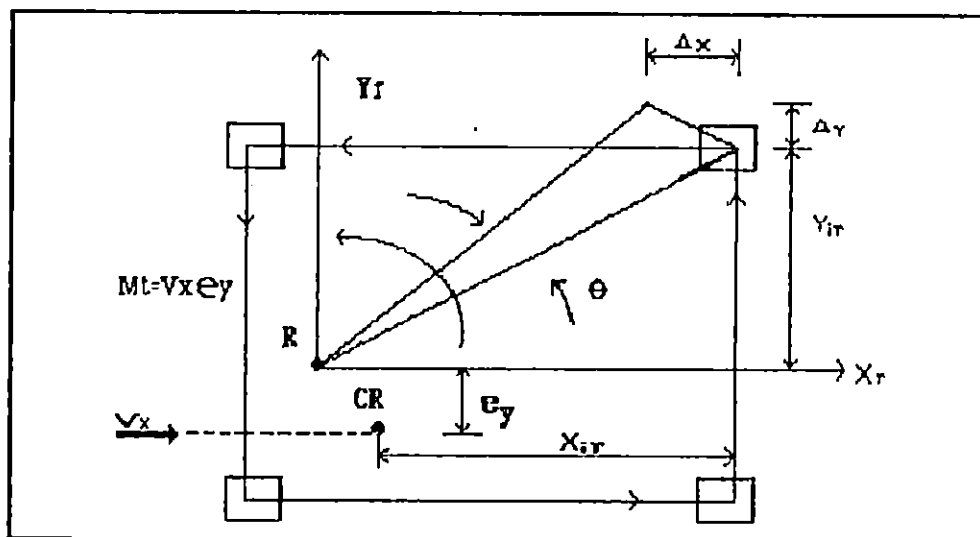


Fig.3.2

ADRO 3.10

EVALUACION DE LOS CORTANTES TOTALES

PROYECTO RESIDENCIAL DE MUJERES										DIRECCION X - X		DIRECCION Y - Y		V
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR										1000Yx/1-3000y		1000Yy/1-3000x		TOTAL
FECHA MARZO 1995														
NIVEL I Y III														
NIVEL I Y III														
IX	IV	II	II	IV*II	IV*II	IV*II2	IV*II2	x	y	ediv	ed2x	ed1y	ed2y	For
71.33		-5.47		-390.18		2134.26		28.04			1.47			29.51
71.33		1.789		127.609		228.29		28.04		1.10				29.14
71.33		6.989		455.727		2911.64		28.04		3.97				32.01
213.99						5274.19								90.66
	89.12		10.52		411.54		4329.43		16.82			0.66		17.48
	89.12		5.77		225.72		1302.42		16.82			0.42		17.24
	89.12		0.59		20.73		10.99		16.82			0.03		16.85
	89.12		-4.73		-185.04		875.23		16.82				0.31	17.13
	89.12		-10.98		-429.54		4716.32		16.82				0.71	17.53
	195.60						11234.38							86.22

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 Fac. de Ing. y Arq.
 Escuela de Ing. Civil
 Departamento de Diseño

TRABAJO DE GRADUACION
 Diseño Estructural del
 Edificio Residencia de
 Mujeres Universitarias de
 la U.E.S

COORDINADOR:
 Ing. Rodolfo Nosiglia Duran
 ASESOR EXTERNO:
 Ing. Victor Manuel Figueroa Moran

DESARROLLADO:
 Rodolfo Augusto Garcia Portal
 Cesar Yoalmo Cabeza Torres
 Walter Arquimedes Iglesias Avalos

PROYECTO RESIDENCIAL DE MUJERES											DIRECCION Y		DIRECCION Y		Y		
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR CIERRO I Y III											FECHA MARZO 1995 NIVEL I Y 28.04 Ton		100%Yx/-20%Y		100%Yy/-20%Yy		TOTAL
Eje	Rx	Ry	Rz	X1	Rx*Y1	Ry*Y1	Rz*Y12	Rx*Y12	Vx	Vy	edix	edix	edix	edix	Edm		
1x	55.82		-5.47		-305.34		1670.18		19.11			1.23			20.67		
2x	55.82		1.789		99.862		178.65		19.11		0.98				20.42		
3x	55.82		6.389		456.634		2278.53		19.11		3.32				22.76		
	167.46						1127.37								63.85		
.0		26.61		10.52		279.94		2911.91		11.68			0.70		12.38		
N		26.61		5.77		153.54		885.92		11.68			0.39		12.07		
M		26.61		0.53		14.10		7.17		11.68			0.03		11.71		
I		26.61		-4.73		-125.87		595.34		11.68				1.30	12.98		
G		26.61		-10.98		-292.18		3208.11		11.68				3.00	14.68		
		133.05						7611.79							63.81		

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
Fac. de Ing. y Arq.
Escuela de Ing. Civil
Departamento de Diseño

TRABAJO DE GRADUACION
Diseño Estructural del
Edificio Residencia de
Mujeres Universitarias de
la U.E.S

COORDINADOR:
Ing. Rodolfo Nosiglia Duran

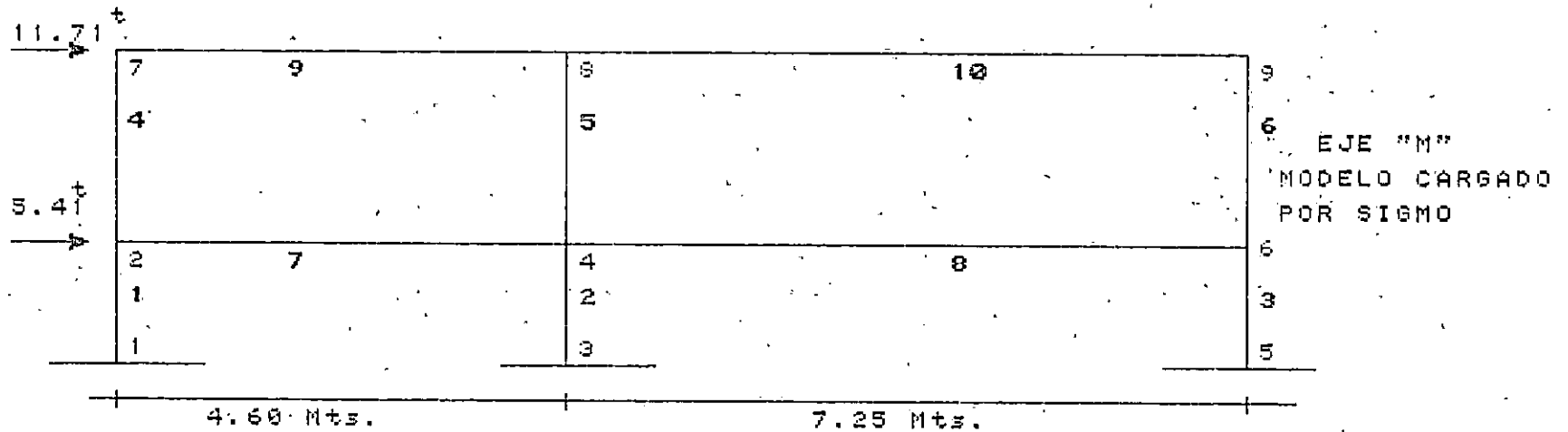
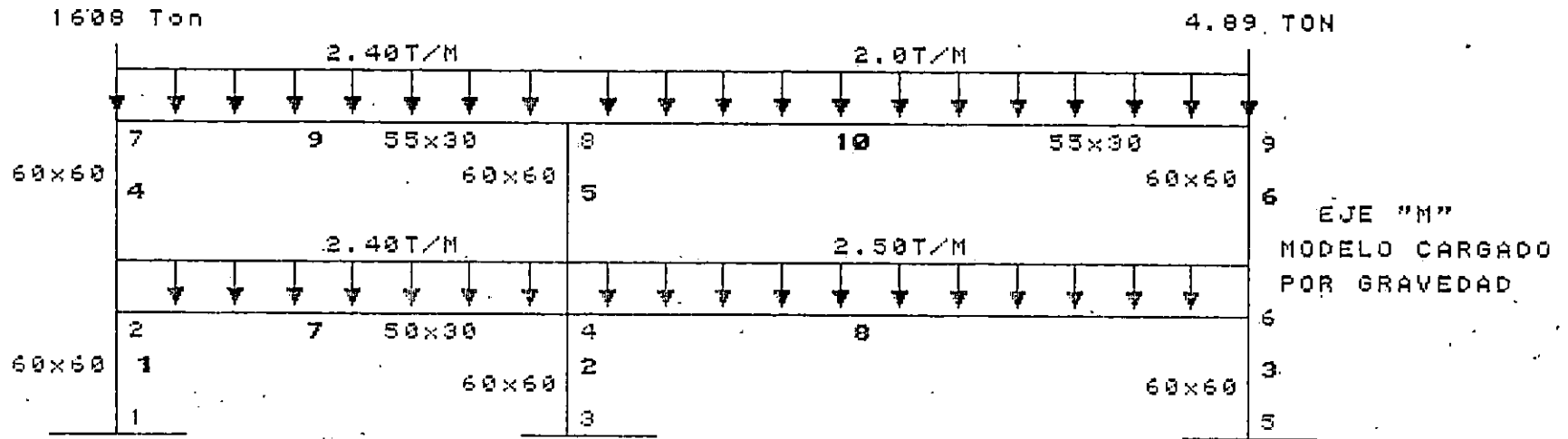
ASESOR EXTERNO:
Ing. Victor Manuel Figueroa Moran

DESARROLLADO:
Rodolfo Augusto Garcia Portal
Cesar Yoalmo Cabeza Torres
Walter Arquimedes Iglesias Avalos

3.6 Modelaje Marcos Cargados por Gravedad y Sismo.

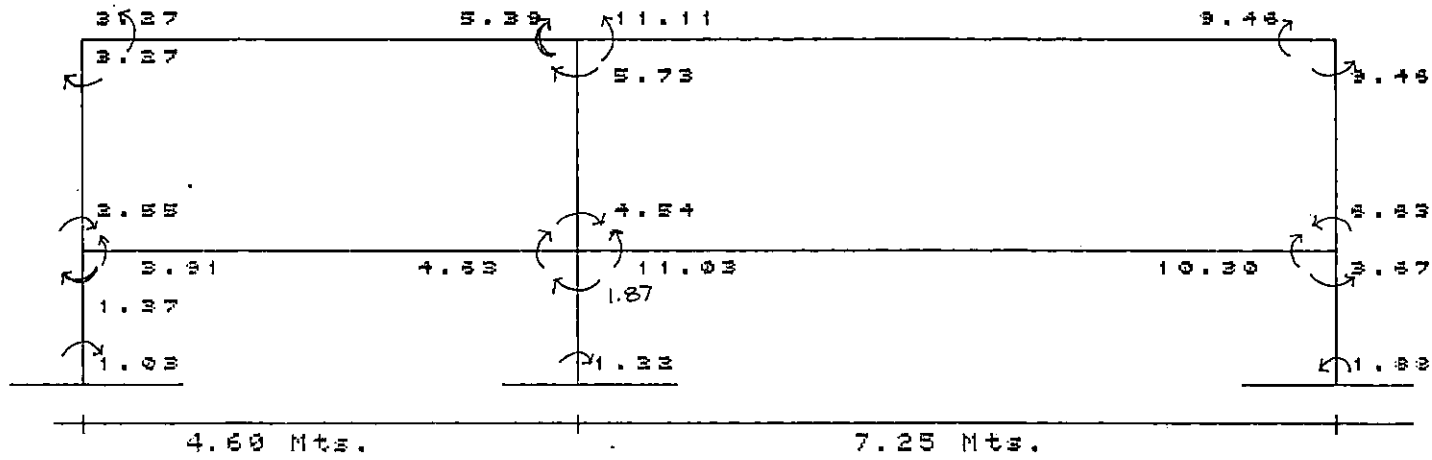
A continuación se presentan los marcos de los Ejes M y 3 del cuerpo I cargados con las cargas producidas por gravedad y también con las cargas horizontales debidas a sismo.

FIG. 3.3

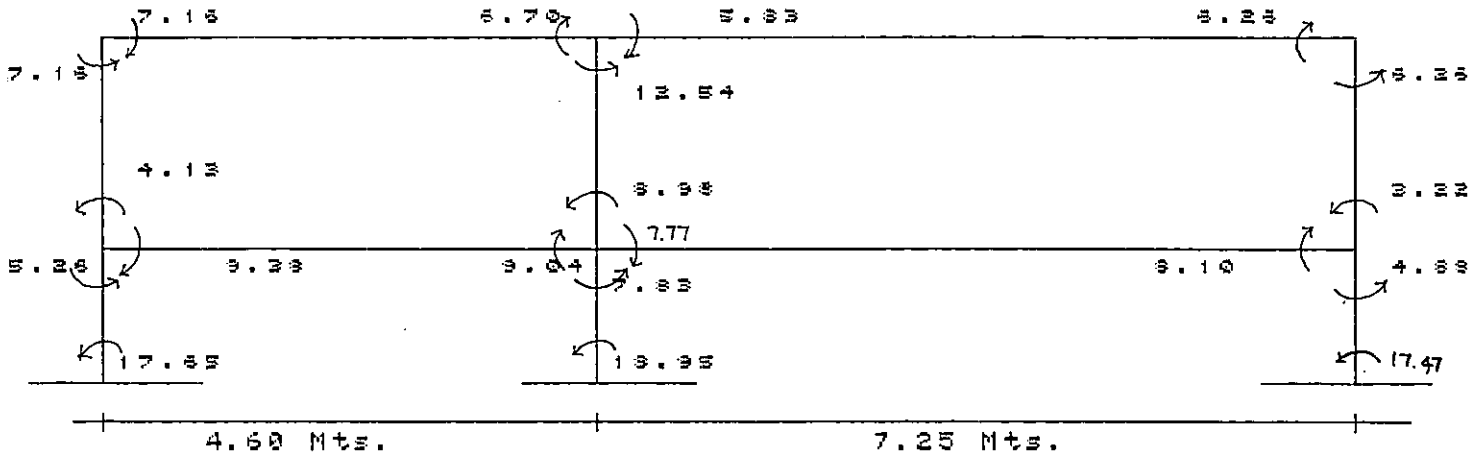


3.7 RESULTADOS DE PROGRAMA MATRICIAL

A continuación se presentan los resultados de las corridas del programa matricial Mplan-1, y la esquematización de los resultado del eje M y 3 del cuerpo I.



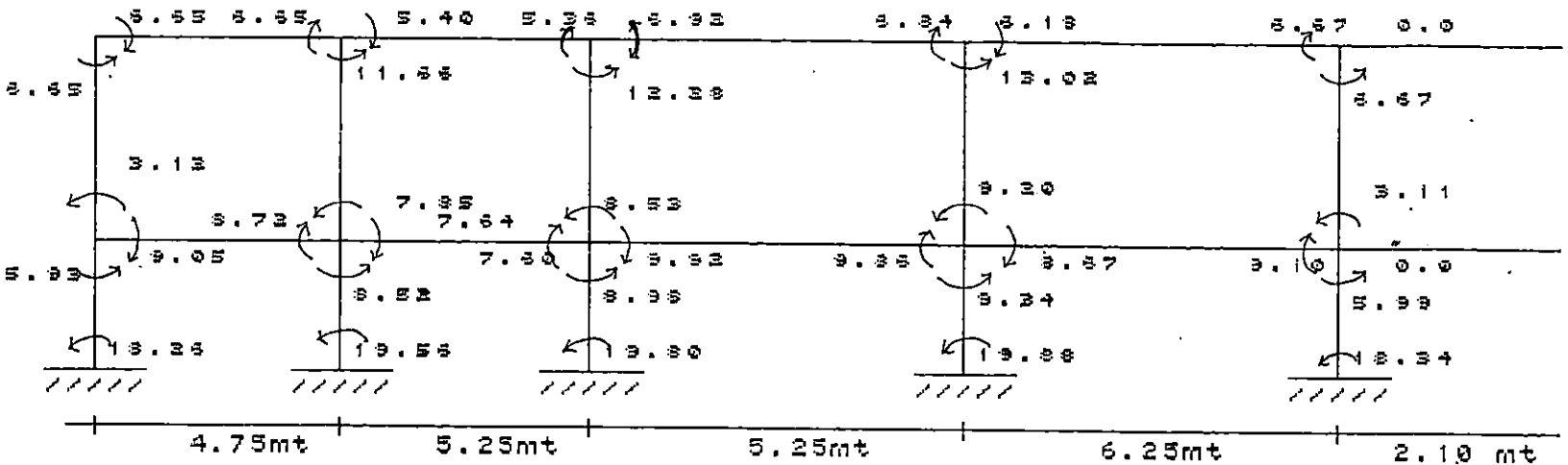
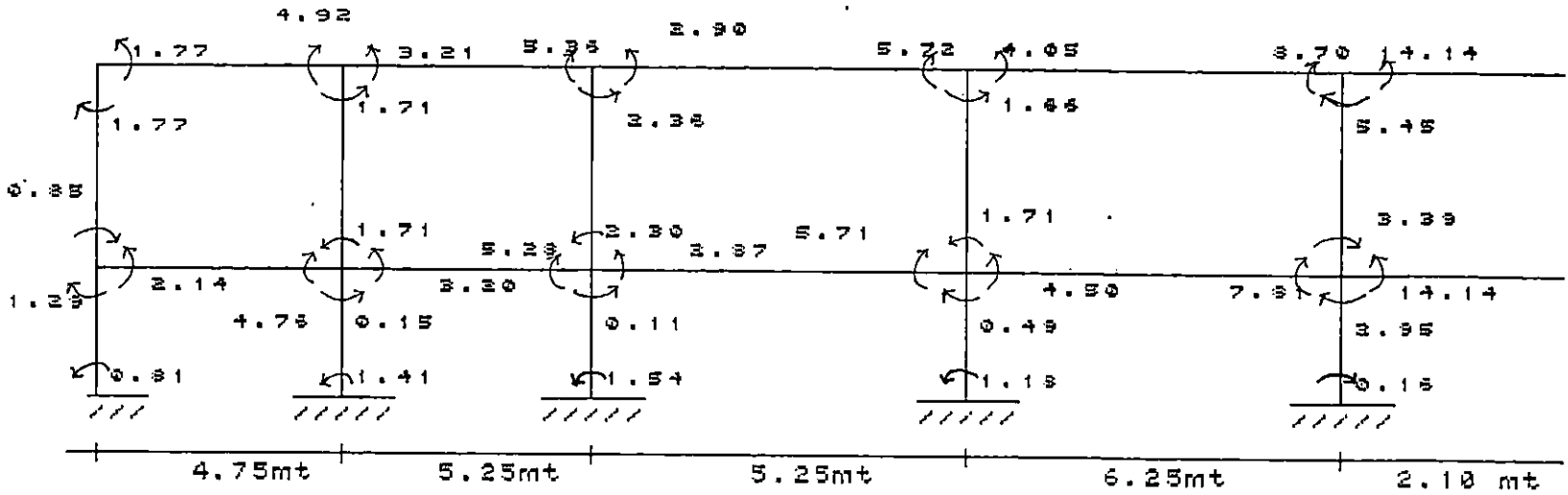
EJE "M"
 MODELO CARGADO
 POR GRAVEDAD



EJE "M"
 MODELO CARGADO
 POR SIGMA

EJE "2"
MOMENTO
GRAVEDAD

EJE "3"
MOMENTO
POR SIS



CAPITULO IV

DETALLADO DE ELEMENTOS

ESTRUCTURALES

4.1 DETALLADO DE VIGAS

4.1.1 DETERMINACIÓN DEL ACERO LONGITUDINAL

En las vigas se tiende a limitar la relación ancho peralte de viga para evitar que la excesiva esbeltez de la sección provoque problemas de pandeo lateral que limitan la ductilidad que puede desarrollarse, se pretende asegurar que la transmisión de momentos entre vigas y columnas pueda realizarse sin que aparezcan esfuerzos importantes por cortante y torsión, con ese fin la excentricidad que puede tener el eje de la viga con respecto al de la columna.

Los requisitos principales se refieren al refuerzo longitudinal y transversal.

Debe colocarse una cuantía mínima de refuerzo en ambos lechos y en toda la longitud de la viga; esto obedece a que la distribución de momentos flexionantes que puede presentarse en la viga bajo los efectos del sismo puede definir significativamente de la que se obtiene del análisis y se requiere proteger contra la falla frágil por flexión todas las secciones aun aquella que teóricamente no necesita refuerzo por tensión. La ductilidad que es capaz de desarrollar una sección de concreto reforzada crece cuando menor es la relación entre su área de refuerzo y la que corresponde a la

falla balanceada. Por esta razón se limita la cuantía de refuerzo en tensión a un porcentaje de la cuantía balanceada.

En ACI 318/89 sección 10.5.1 establece que los elementos sujetos a flexión requieren de un porcentaje mínimo de acero:

$$\rho_{\min} = 14/f_y$$

Asimismo la sección 10.3.3 determina un porcentaje de refuerzo no mayor de 0.025

Calculo de Area de Acero Mínimo:

Con el porcentaje de refuerzo mínimo y a las dimensiones de la viga se obtiene el acero mínimo.

$$\begin{aligned} A_s \min &= \rho_{\min} * b * d \\ &= 0.005 * 30 * 44 \\ A_s \min &= 6.6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Esta área de acero puede ser cubierta con dos varillas No.7 cuya área total es de 7.76 cm² pero, para evitar la utilización muchos bastones que absorban momentos positivos y negativos en la viga, se ha utilizado 4 varillas que van desde la No.6 hasta la No.8. Este acero es colocado en el lecho superior e inferior en los dos niveles del edificio.

EVALUACION DE VIGAS:

Para el diseño de vigas se utiliza la hoja electrónica de envolvente de momentos, a la que se le introducen los siguientes datos:

- Nivel, eje, sección de viga
- Sección de columna
- Factores de Diseño ($G_1, G_2, G_3, \text{sismo}$)

w= Carga distribuida

L= Longitud de viga

P= Carga Puntual

L1= Longitud donde esta ubicada la carga puntual

Mg= Momentos gravitacionales

Ms= Momentos Sísmicos

b= Base de sección de viga

d= Peralte de sección de viga

f'c= Resistencia a la compresión del concreto

f_y= Resistencia a la fluencia del acero

Los resultados que se obtienen al procesar la hoja electrónica son:

Mg y Ms= Momentos de servicio

Mu = Momentos de Diseño

- Área de acero necesario lecho superior
- Área de acero necesario lecho inferior

EVALUACION DE VIGAS

cuadro 4.1a

PROYECTO: EDIFICIO RESIDENCIA DE MUJERES UES ; CALCULO : BR. RODOLFO GARCIA
 ***** DISEÑO DE VIGAS (C/R) ***** ENVOLVENTE DE MOMENTOS ***** VIMFIN ; FECHA : FEB/95 HOJA No. ___/___

NIVEL No. : 2 EJE No. : 3X VIGA No. : 11 SECCION: 30 x 50 MODELO DE CARGAS

Ancho columna(a1) = 0.600 mt. Ancho columna(a2) = 0.600 mt. FACTORES DE DISEÑO
 W(ton/m) = 1.03 MG1(T.m)= 2.14 b (cm) = 30.000 G1= 1.500
 L (mt) = 4.75 MG2(T.m)= -4.76 d (cm) = 44.000 G2= 1.125
 P (ton) = 2.66 MS1(T.m)= -9.05 fc(K/cm2= 210.00 G3= 0.600
 LI (mt) = 2.38 MS2(T.m)= -8.72 fy(K/cm2= 2800.00 SISMO= 1.400

MOMENTOS DE SERVICIO : MG y MS (Ton-mt)

x(mt)	0.00	0.30	0.82	1.34	1.86	2.38	2.89	3.41	3.93	4.45	4.75
Z=x-L1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.51	1.03	1.55	2.07	2.37
MG(T.mt)	-2.14	-1.22	0.15	1.25	2.07	2.61	1.50	0.11	-1.56	-3.51	-4.76
MS(T.mt)	9.05	7.93	5.99	4.05	2.11	0.16	-1.78	-3.72	-5.66	-7.60	-8.72

CONDICION : MOMENTOS DE DISEÑO : Mu (Ton-mt)

G1	-3.21	-1.83	0.23	1.87	3.10	3.91	2.26	0.17	-2.34	-5.26	-7.14
G2+SISMO	10.26	9.73	8.55	7.07	5.27	3.16	-0.79	-5.08	-9.67	-14.58	-17.56
G2-SISMO	-15.08	-12.47	-8.21	-4.26	-0.62	2.70	4.18	5.33	6.17	6.69	6.85
G3+SISMO	11.39	10.37	8.47	6.41	4.19	1.80	-1.58	-5.14	-8.86	-12.74	-15.06
G3-SISMO	-13.95	-11.83	-8.29	-4.92	-1.71	1.33	3.39	5.27	6.98	8.53	9.35
Mu max(-)	-15.08	-12.47	-8.29	-4.92	-1.71	1.33	-1.58	-5.14	-9.67	-14.58	-17.56
Mu max(+)	11.39	10.37	8.55	7.07	5.27	3.91	4.18	5.33	6.98	8.53	9.35

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO

LECHO SUPERIOR Mu(-) : As min.(14bd/fy)= 6.60 As corr(As max/3)= 4.79 As max.(0.025bd)= 33.00 cm2.

ε nec.	0.0113	0.0092	0.0059	0.0035	0.0012	0.0000	0.0011	0.0036	0.0070	0.0109	0.0134
As nec.	14.92	12.12	7.84	4.56	1.56	0.00	1.44	4.77	9.23	14.38	17.70
As prop.											
ΔMn(t.m)		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	

LECHO INFERIOR Mu(+) : As min.(14bd/fy)= 6.60 As corr(As max/3)= 3.31 As max.(0.025bd)= 33.00 cm2.

ε nec.	0.0083	0.0075	0.0061	0.0050	0.0037	0.0027	0.0029	0.0038	0.0050	0.0061	0.0067
As nec.	10.99	9.94	8.10	6.64	4.90	3.60	3.86	4.95	6.55	8.08	8.91
As prop.											
ΔMn(t.m)		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	

DETALLADO :

EVALUACION DE VIGAS

cuadro 4.1b

PROYECTO: RESIDENCIA DE MUJERES ; CALCULO : RODOLFO GARCIA
 ***** DISEÑO DE VIGAS (C/R) ***** ENVOLVENTE DE MOMENTOS ***** VIMFIM ; FECHA : NOV/94 HOJA No. ___/___

NIVEL No. : 2 EJE No.: 3X VIGA No.: 12 SECCION: 30 X 50 MODELO DE CARGAS

Ancho columna(a1) =	0.600 mt.	Ancho columna(a2) =	0.600 mt.	FACTORES DE DISEÑO			
W(ton/m) =	1.03	MG1(T.m)=	3.20	b (cm) =	30.000	G1=	1.500
L (mt) =	5.25	MG2(T.m)=	-5.28	d (cm) =	44.000	G2=	1.125
P (ton) =	2.88	MS1(T.m)=	-7.64	fc(K/cm2=	210.00	G3=	0.600
Li (mt) =	2.63	MS2(T.m)=	-7.60	fy(K/cm2=	2800.00	SISMO=	1.400

MOMENTOS DE SERVICIO : MG y MS (Ton-mt)

x(mt)	0.00	0.30	0.88	1.46	2.04	2.63	3.21	3.79	4.37	4.95	5.25
Z=x-L1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.58	1.16	1.74	2.32	2.62
MG(T.mt)	-3.20	-2.12	-0.30	1.18	2.31	3.09	1.86	0.27	-1.67	-3.96	-5.28
MS(T.mt)	7.64	6.77	5.08	3.39	1.71	0.02	-1.67	-3.35	-5.04	-6.73	-7.60

CONDICION : MOMENTOS DE DISEÑO : Mu (Ton-mt)

G1	-4.80	-3.18	-0.45	1.77	3.46	4.63	2.79	0.40	-2.51	-5.94	-7.92
G2+SISMO	7.10	7.09	6.78	6.08	4.98	3.50	-0.24	-4.40	-8.94	-13.88	-16.58
G2-SISMO	-14.30	-11.86	-7.45	-3.43	0.20	3.44	4.42	4.99	5.17	4.96	4.70
G3+SISMO	8.78	8.20	6.94	5.46	3.77	1.88	-1.22	-4.54	-8.06	-11.80	-13.81
G3-SISMO	-12.62	-10.75	-7.29	-4.05	-1.01	1.82	3.45	4.96	6.05	7.04	7.47
Mu max(-)	-14.30	-11.86	-7.45	-4.05	-1.01	1.82	-1.22	-4.54	-8.94	-13.88	-16.58
Mu max(+)	8.78	8.20	6.94	6.08	4.98	4.63	4.42	4.99	6.05	7.04	7.47

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO

LECHO SUPERIOR Mu(-) : As min.(14bd/fy)= 6.60 As corr(As max/3)= 4.54 As max.(0.025bd)= 33.00 cm2.

Δ nec.	0.0107	0.0087	0.0053	0.0028	0.0007	0.0000	0.0008	0.0032	0.0064	0.0103	0.0126
As nec.	14.07	11.48	7.01	3.73	0.91	0.00	1.11	4.20	8.49	13.62	16.59
As prop.											
ΔMn(t.m)		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	

LECHO INFERIOR Mu(+) : As min.(14bd/fy)= 6.60 As corr(As max/3)= 2.59 As max.(0.025bd)= 33.00 cm2.

Δ nec.	0.0063	0.0059	0.0049	0.0043	0.0035	0.0032	0.0031	0.0035	0.0043	0.0050	0.0053
As nec.	8.33	7.76	6.51	5.67	4.62	4.28	4.09	4.63	5.65	6.61	7.03
As prop.											
ΔMn(t.m)		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	

DETALLADO :

cuadro 4.1c

PROYECTO: RESIDENCIA DE MUJERES CALCULO: RODOLFO GARCIA
 ***** DISEÑO DE VIGAS (C/R) ***** ENVOLVENTE DE MOMENTOS ***** VIMFIN FECHA: NOV/94 HOJA No. ___/___

NIVEL No. : 2 EJE No.: 3X VIGA No.: 13 SECCION: 30 x 50 MODELO DE CARGAS

Ancho columna(a1) =	0.600 mt.	Ancho columna(a2) =	0.600 mt.	FACTORES DE DISEÑO			
W(ton/m) =	1.03	MG1(T.m)=	2.87	b (cm) =	30.000	G1=	1.500
L (mt) =	5.25	MG2(T.m)=	-5.71	d (cm) =	49.000	G2=	1.125
P (ton) =	2.88	MS1(T.m)=	-9.92	fc(K/cm2)=	210.00	G3=	0.600
L1 (mt) =	2.63	MS2(T.m)=	-9.86	fy(K/cm2)=	2800.00	SISMO=	1.400

MOMENTOS DE SERVICIO : MG y MS (Ton-mt)

x(mt) :	0.00	0.30	0.88	1.46	2.04	2.63	3.21	3.79	4.37	4.95	5.25
Z=x-L1 :	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.58	1.16	1.74	2.32	2.62
MG(T.mt) :	-2.87	-1.84	-0.10	1.29	2.34	3.03	1.71	0.04	-1.98	-4.35	-5.71
MS(T.mt) :	9.92	8.79	6.60	4.41	2.22	0.03	-2.16	-4.35	-6.54	-8.73	-9.86

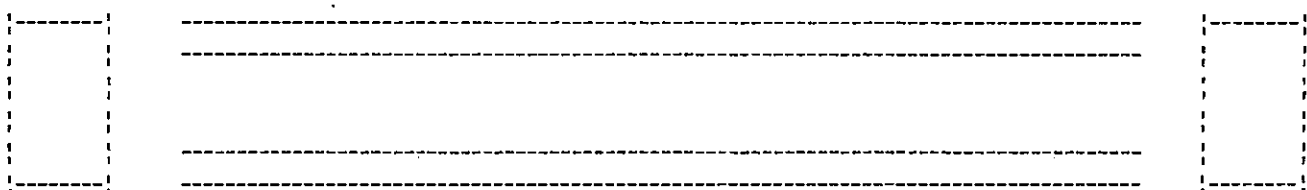
CONDICION : MOMENTOS DE DISEÑO : Mu (Ton-mt)

G1 :	-4.30	-2.75	-0.15	1.94	3.51	4.55	2.57	0.06	-2.97	-6.53	-8.56
G2+SISMO :	10.66	10.24	9.13	7.63	5.74	3.45	-1.10	-6.05	-11.39	-17.12	-20.23
G2-SISMO :	-17.12	-14.37	-9.35	-4.72	-0.48	3.37	4.95	6.13	6.92	7.33	7.38
G3+SISMO :	12.17	11.20	9.18	6.95	4.51	1.86	-2.00	-6.07	-10.35	-14.83	-17.23
G3-SISMO :	-15.61	-13.41	-9.30	-5.40	-1.71	1.78	4.05	6.11	7.97	9.61	10.38
Mu max(-) :	-17.12	-14.37	-9.35	-5.40	-1.71	1.78	-2.00	-6.07	-11.39	-17.12	-20.23
Mu max(+) :	12.17	11.20	9.18	7.63	5.74	4.55	4.95	6.13	7.97	9.61	10.38

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO

LECHO SUPERIOR Mu(-) :	As min.(14bd/fy)=	7.35	As corr(As max/3)=	5.02	As max.(0.025bd)=	36.75 cm2.
a nec. :	0.0103	0.0085	0.0054	0.0030	0.0009	0.0000
As nec. :	15.07	12.47	7.90	4.48	1.39	0.00
As prop. :						
oMn(t.m) :	0.00		0.00		0.00	0.00
LECHO INFERIOR Mu(+) :	As min.(14bd/fy)=	7.35	As corr(As max/3)=	3.19	As max.(0.025bd)=	36.75 cm2.
a nec. :	0.0071	0.0065	0.0053	0.0044	0.0032	0.0026
As nec. :	10.43	9.56	7.76	6.40	4.77	3.76
As prop. :						
oMn(t.m) :	0.00		0.00		0.00	0.00

DETALLADO :



PROYECTO: RESIDENCIA DE MUJERES | CALCULO :RODOLFO GARCIA
 DISEÑO DE VIGAS (C/R) | ENVOLVENTE DE MOMENTOS | VIHFIH | FECHA :NOV/94 | HOJA No. ___/___

NIVEL No. : 2 | EJE No.: 3X | VIGA No.: 14 | SECCION: 30 X 55 | MODELO DE CARGAS

Ancho columna(a1) = 0.600 mt. | Ancho columna(a2) = 0.600 mt. | FACTORES DE DISEÑO
 W(ton/m) = 1.03 | MG1(T.m)= 4.50 | b (cm) = 30.000 | G1= 1.500
 L (mt) = 6.25 | MG2(T.m)= -7.81 | d (cm) = 49.000 | G2= 1.125
 P (ton) = 3.38 | MS1(T.m)= -8.67 | fc(K/cm2= 210.00 | G3= 0.600
 L1 (mt) = 3.13 | MS2(T.m)= -9.10 | fy(K/cm2= 2800.00 | SISMO= 1.400

MOMENTOS DE SERVICIO : MG y MS (Ton-mt)

x(mt)	0.00	0.30	1.01	1.71	2.42	3.13	3.83	4.54	5.24	5.95	6.25
Z=x-L1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	1.41	2.11	2.82	3.12
MG(T.mt)	-4.50	-3.23	-0.62	1.48	3.07	4.15	2.34	-0.00	-2.86	-6.22	-7.81
MS(T.mt)	8.67	7.82	5.81	3.80	1.79	-0.21	-2.22	-4.23	-6.24	-8.25	-9.10

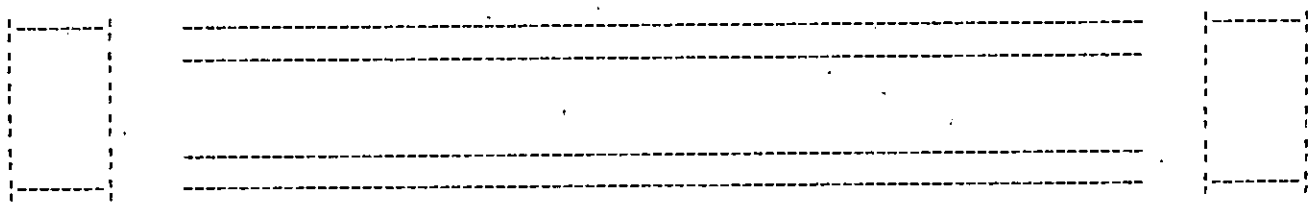
CONDICION : MOMENTOS DE DISEÑO : Mu (Ton-mt)

G1	-6.75	-4.85	-0.93	2.23	4.61	6.22	3.51	-0.00	-4.28	-9.34	-11.71
G2+SISMO	7.08	7.31	7.44	6.99	5.97	4.36	-0.48	-5.93	-11.95	-18.55	-21.53
G2-SISMO	-17.20	-14.58	-8.83	-3.65	0.95	4.97	5.74	5.92	5.52	4.54	3.95
G3+SISMO	9.44	9.00	7.76	6.21	4.35	2.19	-1.71	-5.92	-10.45	-15.28	-17.43
G3-SISMO	-14.84	-12.88	-8.50	-4.43	-0.67	2.79	4.51	5.92	7.02	7.81	8.05
Mu max(-)	-17.20	-14.58	-8.83	-4.43	-0.67	2.19	-1.71	-5.93	-11.95	-18.55	-21.53
Mu max(+)	9.44	9.00	7.76	6.99	5.97	6.22	5.74	5.92	7.02	7.81	8.05

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO

LECHO SUPERIOR Mu(-) : As min.(14bd/fy)=	7.35	As corr(As max/3)=	5.49	As max.(0.025bd)=	36.75 cm2.						
a nec.	0.0103	0.0086	0.0051	0.0025	0.0004	0.0000	0.0009	0.0034	0.0070	0.0112	0.0132
As nec.	15.16	12.66	7.44	3.66	0.54	0.00	1.39	4.93	10.24	16.47	19.45
As prop.											
ΔMn(t.m)		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	
LECHO INFERIOR Mu(+)	As min.(14bd/fy)=	7.35	As corr(As max/3)=	2.53	As max.(0.025bd)=	36.75 cm2.					
a nec.	0.0054	0.0052	0.0044	0.0040	0.0034	0.0035	0.0032	0.0034	0.0040	0.0045	0.0046
As nec.	7.98	7.60	6.51	5.84	4.96	5.18	4.77	4.93	5.87	6.56	6.77
As prop.											
ΔMn(t.m)		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	

DETALLADO :



EVALUACION DE VIGAS

cuadro 4.1e

PROYECTO: EDIFICIO RESIDENCIA DE MUJERES UES ; CALCULO :RR. RODOLFO GARCIA
 ***** DISEÑO DE VIGAS (C/R) ***** ENVOLVENTE DE MOMENTOS ***** VINIFIM ; FECHA : FEB/95 HOJA No. ___/___

NIVEL No. : 2 EJE No.: 3X VIGA No.: 15 SECCION: 30 x 55 MODELO DE CARGAS

Ancho columna(a1) =	0.600 mt.	Ancho columna(a2) =	0.600 mt.	FACTORES DE DISEÑO			
W(ton/m) =	1.36	MG1(T.m)=	14.14	b (cm) =	30.000	G1=	1.500
L (mt) =	1.98	MG2(T.m)=	0.00	d (cm) =	49.000	G2=	1.125
P (ton) =	5.82	MS1(T.m)=	0.00	fc(K/ca2=	210.00	G3=	0.600
L1 (mt) =	1.98	MS2(T.m)=	0.00	fy(K/ca2=	2800.00	SISMO=	1.400

MOMENTOS DE SERVICIO : MG y MS (Ton-mt)

x(mt)	0.00	0.30	0.47	0.65	0.82	0.99	1.16	1.34	1.51	1.68	1.98
Z=x-L1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MG(T.mt)	-14.14	-11.65	-10.28	-8.95	-7.66	-6.40	-5.19	-4.02	-2.89	-1.80	-0.00
MS(T.mt)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CONDICION : MOMENTOS DE DISEÑO : Mu (Ton-mt)

G1	-21.21	-17.48	-15.42	-13.42	-11.48	-9.61	-7.79	-6.03	-4.33	-2.70	-0.00
G2+SISMO	-15.91	-13.11	-11.57	-10.07	-8.61	-7.20	-5.84	-4.52	-3.25	-2.02	-0.00
G2-SISMO	-15.91	-13.11	-11.57	-10.07	-8.61	-7.20	-5.84	-4.52	-3.25	-2.02	-0.00
G3+SISMO	-8.48	-6.99	-6.17	-5.37	-4.59	-3.84	-3.12	-2.41	-1.73	-1.08	-0.00
G3-SISMO	-8.48	-6.99	-6.17	-5.37	-4.59	-3.84	-3.12	-2.41	-1.73	-1.08	-0.00
Mu max(-)	-21.21	-17.48	-15.42	-13.42	-11.48	-9.61	-7.79	-6.03	-4.33	-2.70	-0.00
Mu max(+)	-8.48	-6.99	-6.17	-5.37	-4.59	-3.84	-3.12	-2.41	-1.73	-1.08	-0.00

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO

LECHO SUPERIOR Mu(-) : As min.(14bd/fy)=	7.35	As corr(As max/3)=	5.14	As max.(0.025bd)=	36.75 cm2.						
Δ nec.	0.0130	0.0105	0.0092	0.0079	0.0067	0.0055	0.0044	0.0034	0.0024	0.0015	-0.0000
As nec.	19.13	15.43	13.46	11.59	9.81	8.13	6.53	5.02	3.58	2.21	-0.00
As prop.											
ΔMn(t.m)		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	
LECHO INFERIOR Mu(+) : As min.(14bd/fy)=	7.35	As corr(As max/3)=	0.00	As max.(0.025bd)=	36.75 cm2.						
Δ nec.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
As nec.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
As prop.											
ΔMn(t.m)		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	

DETALLADO :

PROYECTO: RESIDENCIA DE MUJERES ; CALCULO: BR. RODOLFO GARCIA
 ***** DISEÑO DE VIGAS (C/R) ***** ENVOLVENTE DE MOMENTOS ***** VIMFIM ; FECHA: FEB/95 HOJA No. ___/___

NIVEL No. : 2 EJE No.: NY VIGA No.: 9 SECCION: 30 X 50 MODELO DE CARGAS

Ancho columna(a1) =	0.600 mt.	Ancho columna(a2) =	0.600 mt.	FACTORES DE DISEÑO
W(ton/m) =	2.40	M61(T.m)=	3.27	b1= 1.500
L (mt) =	4.60	M62(T.m)=	-5.39	b2= 1.125
P (ton) =	0.00	MS1(T.m)=	-7.16	b3= 0.600
L1 (mt) =	0.00	MS2(T.m)=	-6.70	SISMO= 1.400

MOMENTOS DE SERVICIO : MS y MS (Ton-mt)

x(mt)	0.00	0.30	0.80	1.30	1.80	2.30	2.80	3.30	3.80	4.30	4.6
Z=x-L1	0.00	0.30	0.80	1.30	1.80	2.30	2.80	3.30	3.80	4.30	4.60
MG(T.mt)	-3.27	-1.86	0.01	1.28	1.95	2.02	1.49	0.36	-1.37	-3.70	-5.39
MS(T.mt)	7.16	6.26	4.75	3.24	1.74	0.23	-1.28	-2.78	-4.29	-5.80	-6.70

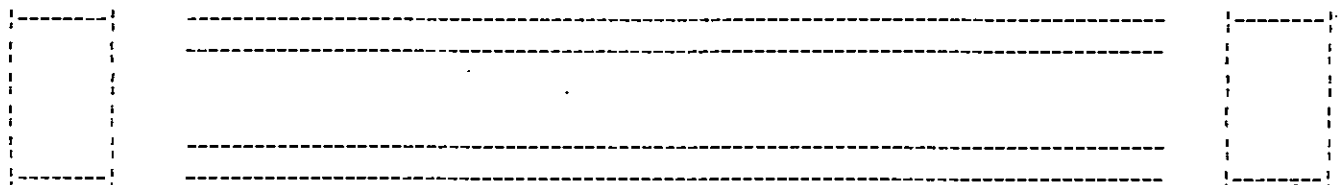
CONDICION : MOMENTOS DE DISEÑO : Mu (Ton-mt)

G1	-4.90	-2.79	0.01	1.92	2.92	3.03	2.23	0.54	-2.06	-5.56	-8.08
G2+SISMO	6.35	6.67	6.66	5.98	4.62	2.59	-0.11	-3.49	-7.55	-12.28	-15.44
G2-SISMO	-13.70	-10.85	-6.64	-3.10	-0.24	1.95	3.46	4.30	4.46	3.95	3.32
G3+SISMO	8.06	7.64	6.65	5.31	3.60	1.53	-0.89	-3.68	-6.83	-10.34	-12.61
G3-SISMO	-11.99	-9.87	-6.64	-3.77	-1.26	0.89	2.68	4.11	5.18	5.89	6.15
Mu max(-)	-13.70	-10.85	-6.64	-3.77	-1.26	0.89	-0.89	-3.68	-7.55	-12.28	-15.44
Mu max(+)	8.06	7.64	6.66	5.98	4.62	3.03	3.46	4.30	5.18	5.89	6.15

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO

LECHO SUPERIOR Mu(-) : As min.(14bd/fy)=	6.60	As corr(As max/3)=	3.97	As max.(0.025bd)=	33.00 ca2.						
δ nec.	0.0102	0.0079	0.0047	0.0026	0.0009	0.0000	0.0006	0.0026	0.0054	0.0090	0.0116
As nec.	13.43	10.43	6.22	3.47	1.15	0.00	0.81	3.39	7.11	11.92	15.32
As prop.											
δMn(t.m)		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	
LECHO INFERIOR Mu(+)	As min.(14bd/fy)=	6.60	As corr(As max/3)=	2.40	As max.(0.025bd)=	33.00 ca2.					
δ nec.	0.0058	0.0055	0.0047	0.0042	0.0032	0.0021	0.0024	0.0030	0.0036	0.0042	0.0043
As nec.	7.62	7.20	6.24	5.58	4.28	2.78	3.18	3.97	4.81	5.49	5.74
As prop.											
δMn(t.m)		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	

DETALLADO :



PROYECTO: RESIDENCIA DE MUJERES
 ***** DISEÑO DE VIGAS (C/R) ***** ENVOLVENTE DE MOMENTOS ***** VIMFIM *****
 CALCULO: RODOLFO GARCIA
 FECHA: NOV/94 HOJA No. ___/___

NIVEL No. : 2 EJE No.: M-Y VIGA No.: 10 SECCION: 30 X 55 MODELO DE CARGAS

Ancho columna(a1) =	0.600 mt.	Ancho columna(a2) =	0.600-mt.	FACTORES DE DISEÑO			
W(ton/m) =	2.50	MG1(T.m)=	11.11	b (cm) =	30.000	G1=	1.500
L (mt) =	7.25	MG2(T.m)=	-9.46	d (cm) =	49.000	G2=	1.125
P (ton) =	0.00	MS1(T.m)=	-5.83	fc(K/cm2=	210.00	G3=	0.600
L1 (mt) =	0.00	MS2(T.m)=	-6.26	fy(K/cm2=	2800.00	SISMO=	1.400

MOMENTOS DE SERVICIO : MG y MS (Ton-mt)

x(mt)	0.00	0.30	1.13	1.96	2.79	3.63	4.46	5.29	6.12	6.95	7.25
Z=x-L1	0.00	0.30	1.13	1.96	2.79	3.63	4.46	5.29	6.12	6.95	7.25
MG(T.mt)	-11.11	-8.44	-2.20	2.31	5.09	6.14	5.47	3.06	-1.07	-6.92	-9.46
MS(T.mt)	5.83	5.33	3.94	2.56	1.17	-0.21	-1.60	-2.99	-4.37	-5.76	-6.26

CONDICION : MOMENTOS DE DISEÑO : Mu (Ton-mt)

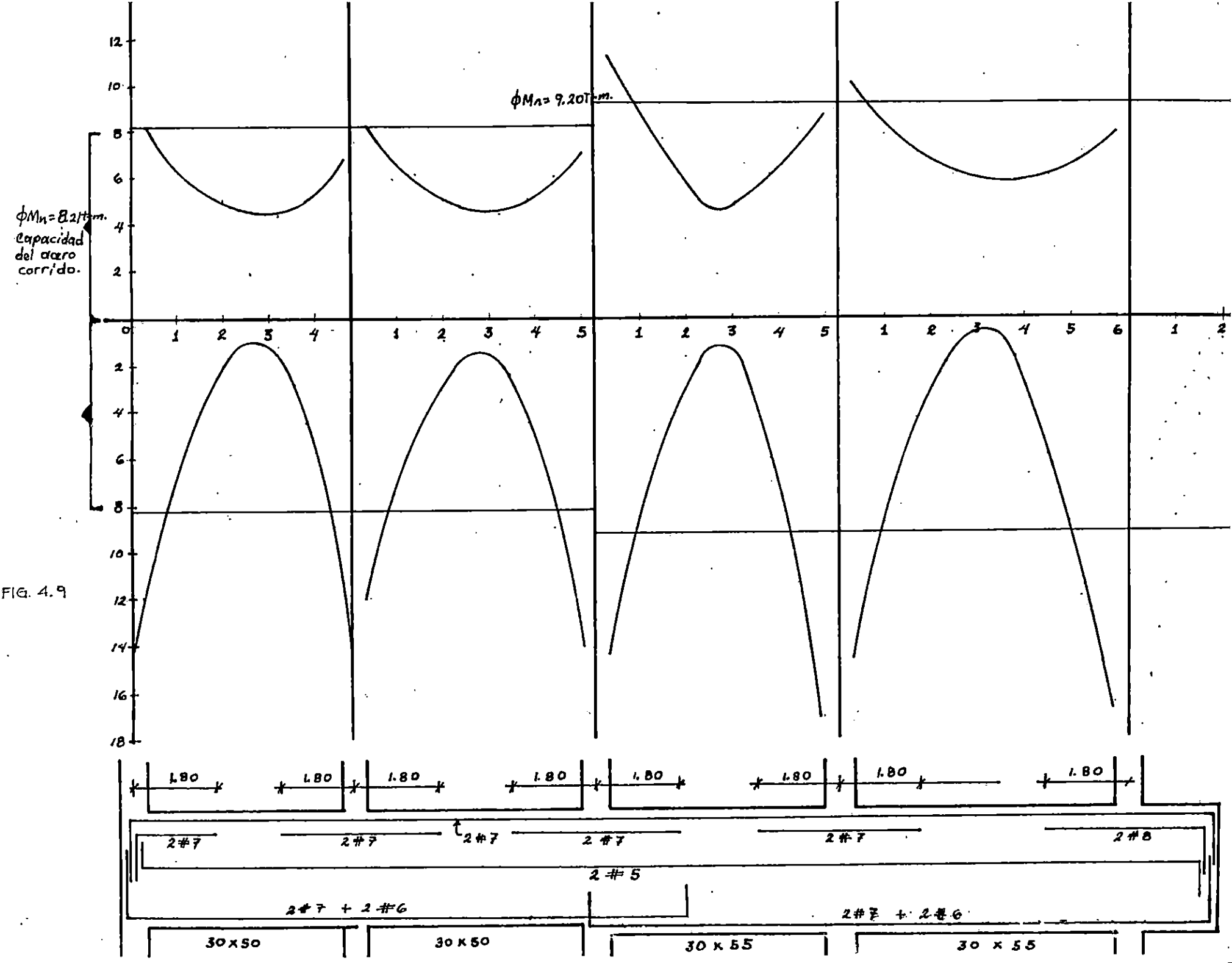
G1	-16.66	-12.65	-3.30	3.46	7.63	9.21	8.20	4.60	-1.60	-10.38	-14.19
G2+SISMO	-4.34	-2.03	3.05	6.18	7.36	6.61	3.91	-0.74	-7.32	-15.85	-19.41
G2-SISMO	-20.66	-16.95	-8.00	-0.98	4.08	7.21	8.39	7.63	4.92	0.28	-1.88
G3+SISMO	1.50	2.40	4.20	4.96	4.69	3.38	1.04	-2.34	-6.76	-12.22	-14.44
G3-SISMO	-14.83	-12.52	-6.84	-2.20	1.41	3.99	5.52	6.02	5.48	3.91	3.09
Mu max(-)	-20.66	-16.95	-8.00	-2.20	1.41	3.38	1.04	-2.34	-7.32	-15.85	-19.41
Mu max(+)	1.50	2.40	4.20	6.18	7.63	9.21	8.39	7.63	5.48	3.91	3.09

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO

LECHO SUPERIOR Mu(-) : As min.(14bd/fy)=	7.35	As corr(As max/3)=	4.97	As max.(0.025bd)=	36.75 cm2.						
a nec.	0.0126	0.0101	0.0046	0.0012	0.0000	0.0000	0.0000	0.0013	0.0042	0.0094	0.0118
As nec.	18.57	14.92	6.72	1.80	0.00	0.00	0.00	1.92	6.13	13.86	17.32
As prop.											
ΔMn(t.m)		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	
LECHO INFERIOR Mu(+)	As min.(14bd/fy)=	7.35	As corr(As max/3)=	2.59	As max.(0.025bd)=	36.75 cm2.					
a nec.	0.0008	0.0013	0.0024	0.0035	0.0044	0.0053	0.0048	0.0044	0.0031	0.0022	0.0017
As nec.	1.22	1.96	3.47	5.14	6.40	7.78	7.06	6.40	4.55	3.22	2.54
As prop.											
ΔMn(t.m)		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	

DETALLADO :

--	--	--	--



DISEÑO DEL ACERO LONGITUDINAL DE LA VIGA 7 EJE M, CUERPO I.

Ver figura 4.9

Datos:

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cms.}$$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 44 \text{ cms.}$$

$$h = 50 \text{ cms.}$$

$$A_s \text{ min} = 6.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ corrido} = 2 * 3.88 = 7.76 \text{ cm}^2 \quad (2 \# 7)$$

Tramo 2-4 :

$$M_u(-) = 15.08 \text{ ton-m.}$$

$$A_s = 10.99 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.0083$$

$$\rho \text{ min} < \rho < \rho \text{ max}$$

Aplicando bastones:

$$A_s \text{ nec} = 10.99 \text{ cm}^2$$

$$\underline{7.76 \text{ cm}^2}$$

$$3.23 \text{ cm}^2 \text{ con } 2\#5 \text{ (3.96 cm}^2)$$

$$\phi M_n / A_s = \phi M_n \text{ max.} / A_s \text{ max.}$$

$$\phi M_n = A_s / A_s \text{ max} * \phi M_n \text{ max}$$

$$\text{Para } 2 \#7 \text{ corridas } A_s = 7.76 \text{ cm}^2, \quad M_u = 7.76 / 10.99 * 15.08$$

$$M_u = 10.65 \text{ ton-cm.}$$

$$\text{Para } 2\#5 \quad A_s = 3.96 \text{ cm}^2 \quad M_u = 8.89 \text{ ton-cm.}$$

$$M_u \text{ As corr.} = 10.65 \text{ ton-cm.}$$

$$M_u \text{ baston} = \underline{8.89} \text{ ton-cm.}$$

$$= 19.54 \text{ ton-cm.} > M_u (-). \text{ ok.}$$

LONGITUD DEL GANCHO ESTANDAR

Deberá proporcionar la longitud desarrollo para gancho estandar con dobléz de 90º más una extensión 12db.

Según la tabla N°4 la longitud L_{dh} para una varilla N°7 es de 22.8 cm y 12db = 26.7 cm.

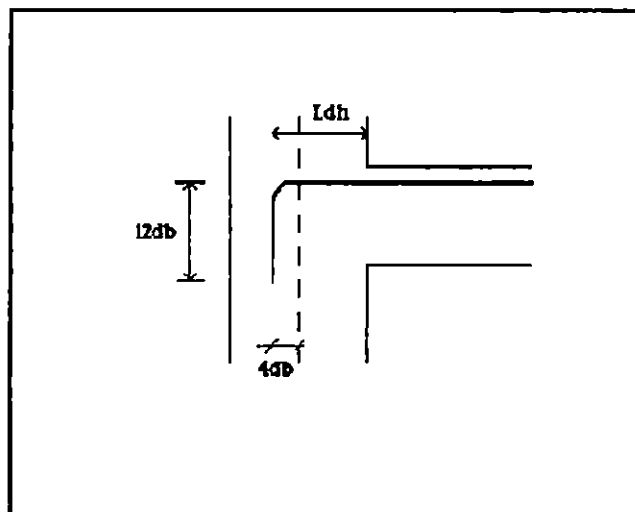


Fig. 4.1

4.1.2 DETERMINACION DEL ACERO TRANSVERSAL

Para el diseño del refuerzo transversal es necesario conocer el Momento Plástico que se genera al rostro del paño de la columna con la viga, una vez conocido todo el refuerzo longitudinal que se coloca a lo largo de la viga con sus bastones y longitud ya previamente determinadas y tomando las disposiciones contenidas en el ACI 318-89 acerca de el $A_s(+)\geq 1/2 A_s(-)$.

El $A_s(-)$ en el claro medio $\geq 1/3 A_s(-)$ en los extremos $A_s(+)$ en el claro medio $\geq 1/4 A_s(+)$ en los extremos A manera de ejemplo se ilustra la viga 7, eje M, cuerpo I, como se obtienen dichos momentos plásticos.

Apoyo 2: $A_s(-) = 13.46 \text{ cm}^2$
 $A_s(+)$ = 11.72 > 13.46/2 = 6.73 cm² ok.

Apoyo 4: $A_s(-) = 15.52 \text{ cm}^2$
 $A_s(+)$ = 13.46 > 15.52/2 = 7.76 cm² ok.

Calculo de Separaciones de Estribos:

Una vez encontrados los momentos plásticos y reacciones por medio del equilibrio estático, para la obtención del refuerzo transversal, y para su separación se debe seguir

refuerzo transversal, y para su separación se debe seguir los siguientes pasos:

1) Se encuentra el cortante crítico el cual se encuentra a una distancia igual al peralte efectivo del elemento. En nuestro programa de envolventes de viga nos proporciona este cortante.

2) Encontrar la contribución del concreto por medio de la ecuación de la sección 11.3.1.1 del ACI 318-89.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * f_{fc} * b * d; \quad \phi = 0.85$$

3) Encontrar la contribución del acero de refuerzo por medio de la siguiente ecuación: $V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi$

4) Se determina la separación requerida entre los estribos por medio de la ecuación dada en la sección 11.5.6.2 del ACI 318-89

$S_{req.} = A_v * f_y * d / V_s$. donde:

A_v : Area de la varilla para estribo

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero

d : Peralte efectivo

V_s : Contribución del acero

5) En zona de confinamiento (2h) la separación máxima será de $d/4$ o 10 cms.

6) Fuera de la zona de confinamiento la separación máxima será $d/2$ o 60 cms., si $V_s \geq 1.1 \sqrt{f_c} b*d$, estas separaciones se dividen a la mitad.

	$d/4$	
Zona confinada		$d/4 = 44/4 = 11$ cms. #3a 10cms.
		30 cms.
	$d/2$	
Zona no confinada		$d/2 = 22$ cms. #3 a 20 cms.
		60 cms.

DISEÑO ACERO TRANSVERSAL.

EJE M, VIGA#7, CUERPO I

Datos: FIG. # 4.2

$w = 0.62$ ton/mt.

$L1 = 4.60$ mts.

$L2 = 7.25$ mts.

sección tramo L1 25 * 50

sección tramo L2 30 * 55

Se deberá considerar que tiene articulaciones plásticas del equilibrio:

$$T_s = C_c$$

$$1.25 f_y A_s = 0.85 \sqrt{f'_c} a * b$$

$$a = 1.25 f_y A_s / 0.85 \sqrt{f'_c} * b$$

y:

$$M_p = 1.25 A_s f_y (d - a/2)$$

donde: f_y = Esfuerzo fluencia acero

f'_c = esfuerzo fluencia concreto

A_s = área de acero en consideración

b = ancho elemento

d = peralte efectivo de la viga.

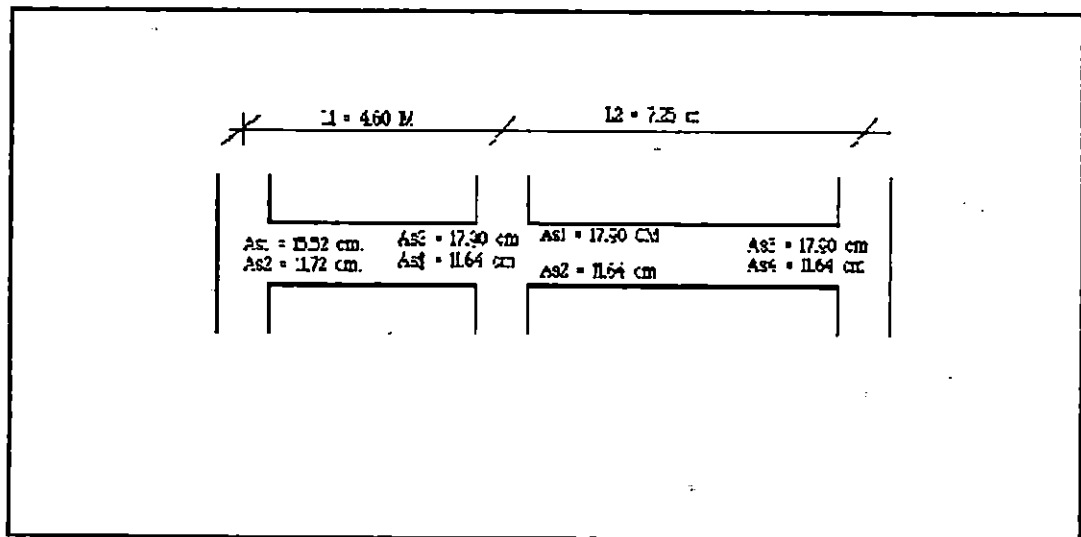


Fig. 4.2

Determinando los momentos plásticos.

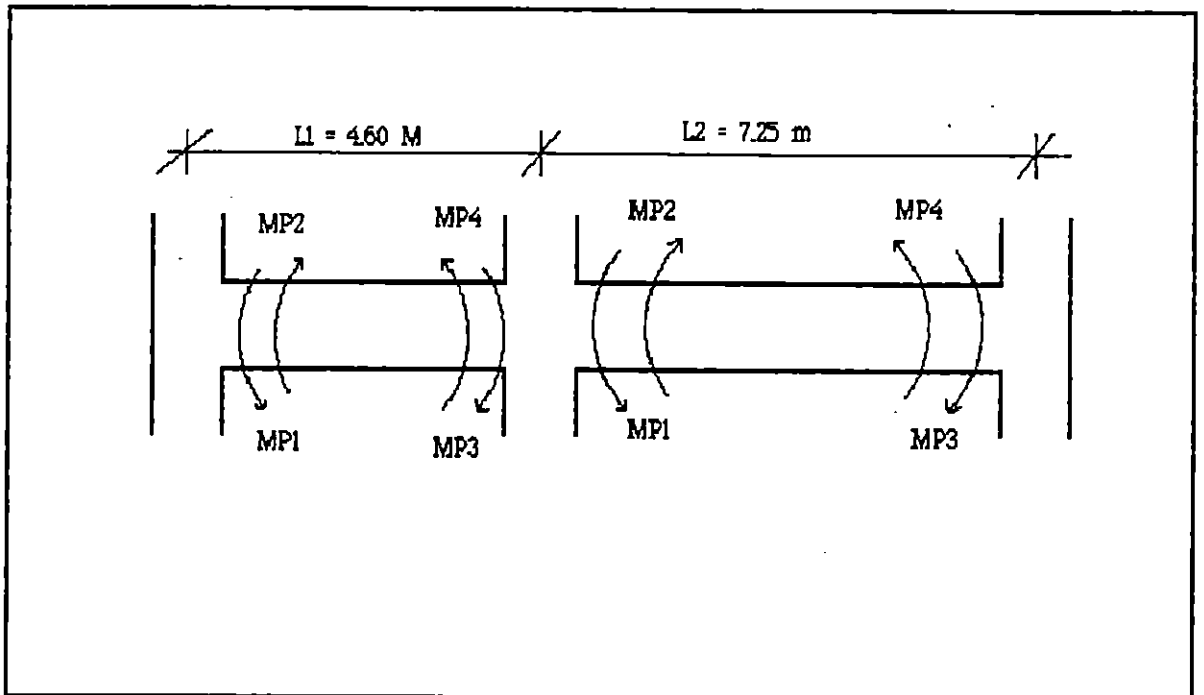


Fig 4.3

$MP_1 = 21.14 \text{ ton-m}$ $MP_4 = 23.90 \text{ Ton-m}$ $MP_1 = 27.03 \text{ Ton-m}$ $MP_4 = 27.03 \text{ Ton-m}$
 $MP_2 = 16.48 \text{ ton-m}$ $MP_3 = 16.37 \text{ Ton-m}$ $MP_2 = 18.41 \text{ Ton-m}$ $MP_3 = 18.41 \text{ Ton-m}$

CON ESTOS MOMENTOS SE DETERMINA LOS CORTANTES ULTIMOS

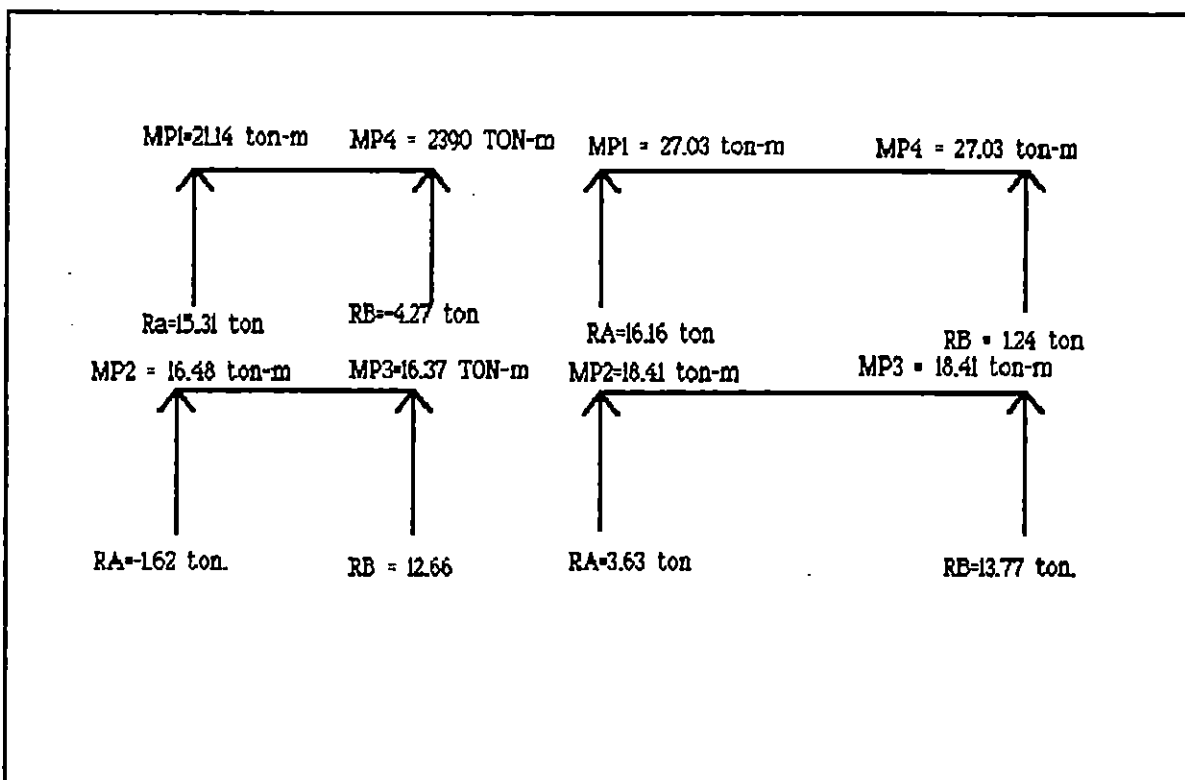


Fig 4.4

Determinando la contribución del concreto.

para la viga 7, eje M sección 30 * 50

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b * d$$

$$\phi V_c = 8.62 \text{ ton.}$$

Encontrando el cortante critico de la viga que se encuentra al rostro de la columna.

$$V_{crit.} = R_a - wd$$

$$V_{crit.} = R_b - wd$$

$$V_{crit.izq} = 14.59 \text{ ton}$$

$$V_{crit.der} = 11.94 \text{ ton.}$$

Encontrando la contribución del acero

$$\phi V_s = V_{crit.} - \phi V_c$$

$$\phi V_s = 5.97 \text{ ton.}$$

$$V_s = 7.02 \text{ ton.}$$

Determinando la separación requerida.

$$S = A_v * f_y * d / V_s * 1000 ; \text{ usando estribo \# 3 (} A_v = 1.42 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$S = 1.42 * 2800 * 44 / 7.02 * 1000$$

$$S = 24.92 \text{ cms.}$$

-para zona de confinamiento.

$$S_{max.} = d/4 \text{ ó } 30 \text{ cms.}$$

$$d/4 = 11 \text{ cms. aproximandolo a } 10 \text{ cm RIGE}$$

-fuera de confinamiento.

$$S_{max.} = d/2 \text{ ó } 60 \text{ cm.}$$

$$d/2 = 22 \text{ cm. aproximandolo a } 20 \text{ cms. RIGE.}$$

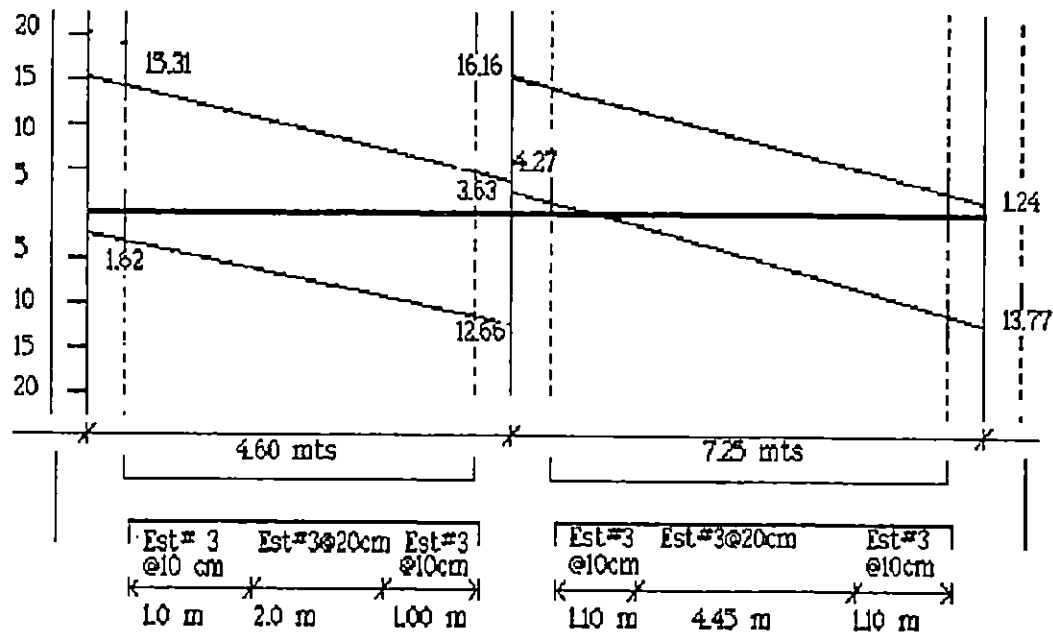


fig. 4.5

DIAGRAMA DE CORTANTE, EJE M NIVEL 2, CUERPO I

4.1.3 REVISION DE TORSION EN VIGAS

Revisión de Torsión en Vigas de Borde:

El refuerzo por torsión para vigas de borde se determina directamente a partir de los diagramas de fuerza cortante y momento torsionante. No es necesario proporcionar refuerzo por torsión cuando:

$$T_u < \phi * 0.13 * f_{fc} * \Sigma x^2 * y$$

$$\Sigma x^2 y = 30^2 * 55 + 20^2 * 55 = 71500 \text{ cm}^3.$$

Encontrando el momento torsionante resistente nominal que lo proporciona el concreto, según ACI 318-89 sección 11.6.6.1

$$T_c = 0.2 * f_{fc} * \Sigma x^2 y / (1 + (0.4 V_u / C_t * T_u))$$

$$T_u = \phi * 1.1 * f_{fc} * \Sigma x^2 y / 3 \quad C_t = b_w * d / \Sigma x^2 y$$

$$T_u = 3.29 \text{ ton-m.} \quad C_t = 0.020594$$

- Revisar por torsión si es necesario: $T_u < \phi * 0.13 * f'_{fc} * \Sigma x^2 y$

$$0.85 * 0.13 * f'_{210} * 71500 = 1.14 \text{ ton-m}$$

$T_u > \phi * 0.13 * f_{fc} * \Sigma x^2 y$ hay que considerar torsión.

El refuerzo por torsión para vigas de borde se determina a partir de los diagramas de fuerza cortante y momento torsionante. No es necesario proporcionar refuerzo por torsión cuando:

$$T_u \text{ es menor que } \phi (0.13 f'_{fc} \Sigma x^2 y)$$

Ejemplo:

A continuación se procedera al calculo del refuerzo por torsion y flexión de la viga # 11, eje 1x

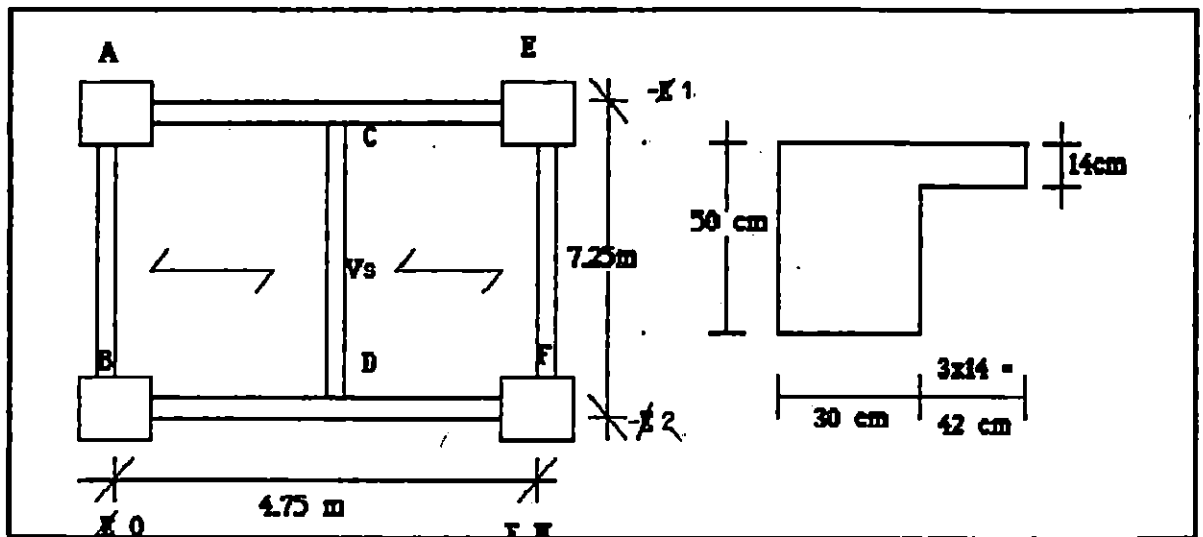


Fig. 4.6

Calculando el T_u para la viga

$$T_u = \phi 1.1 \sqrt{f'c} X^2 y/3$$

$$X^2 Y = (30)^2 * 50 + (14)^2 * 42 \text{ (Ver fig \#46)}$$

$$X^2 Y = 53,232 \text{ cm}^3$$

Sustituyendo

$$T_u = 2.4 \text{ ton-m}$$

Revisando si es necesario revisar por torsion

$$\phi (0.13 \sqrt{f'c} X^2 y)$$

$$= 0.85 * 0.13 * \sqrt{210} * 53232$$

$$= 0.85 < T_u \text{ revisar por torsion}$$

Calculando el momento de empotramiento debido a la viga secundaria c - d.

$$M_e = w l^2 / 12$$

Donde

$$w = 2.05 \text{ ton/m}$$

$$l = 7.25 \text{ mts}$$

$$M_e = 8.98 \text{ ton - mt.}$$

Debido a que este momento es aplicado en ambos lados de c, el momento en el extremo c sera $2 * 2.4 = 4.80 \text{ ton - mt.}$

	c		D	
me	8.98		-8.98	$\frac{Wl^2}{10} = 10.77$
Correccion	$\frac{-4.18}{4.80}$	-4.18 * .05	$\frac{-2.09}{-11.07}$	ton-mt. ton-mt.

Transporte

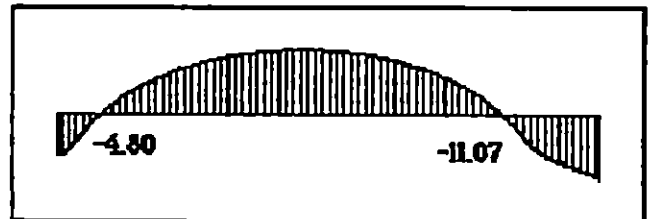


Diagrama de Momentos para C-D

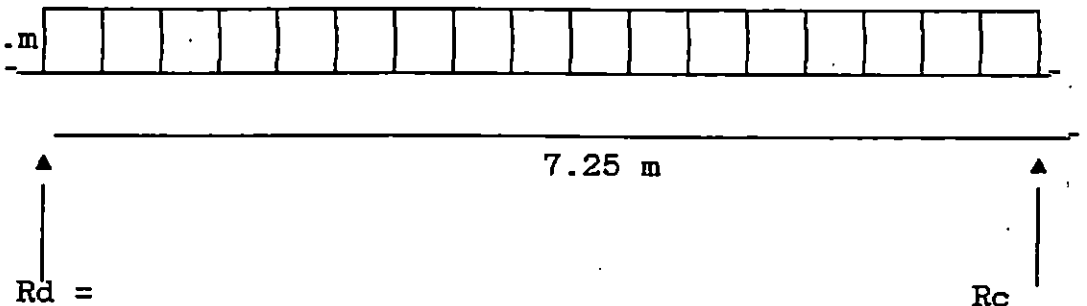
Encontrando reacción en c.

$$\frac{Wl^2}{22}$$

$$2.05 \text{ ton/m}$$

$$-11.07 \text{ ton-m } Wl$$

$$4.8 \text{ ton.m}$$



$$\sum M_c = 0 \quad R_d (7.25) + 11.07 - 4.80 - \frac{2.05(7.25)^2}{2} = 0$$

$$R_d = 6.56 \text{ ton.}$$

Encontrar el diagrama de Cortante y torsión para la viga AE

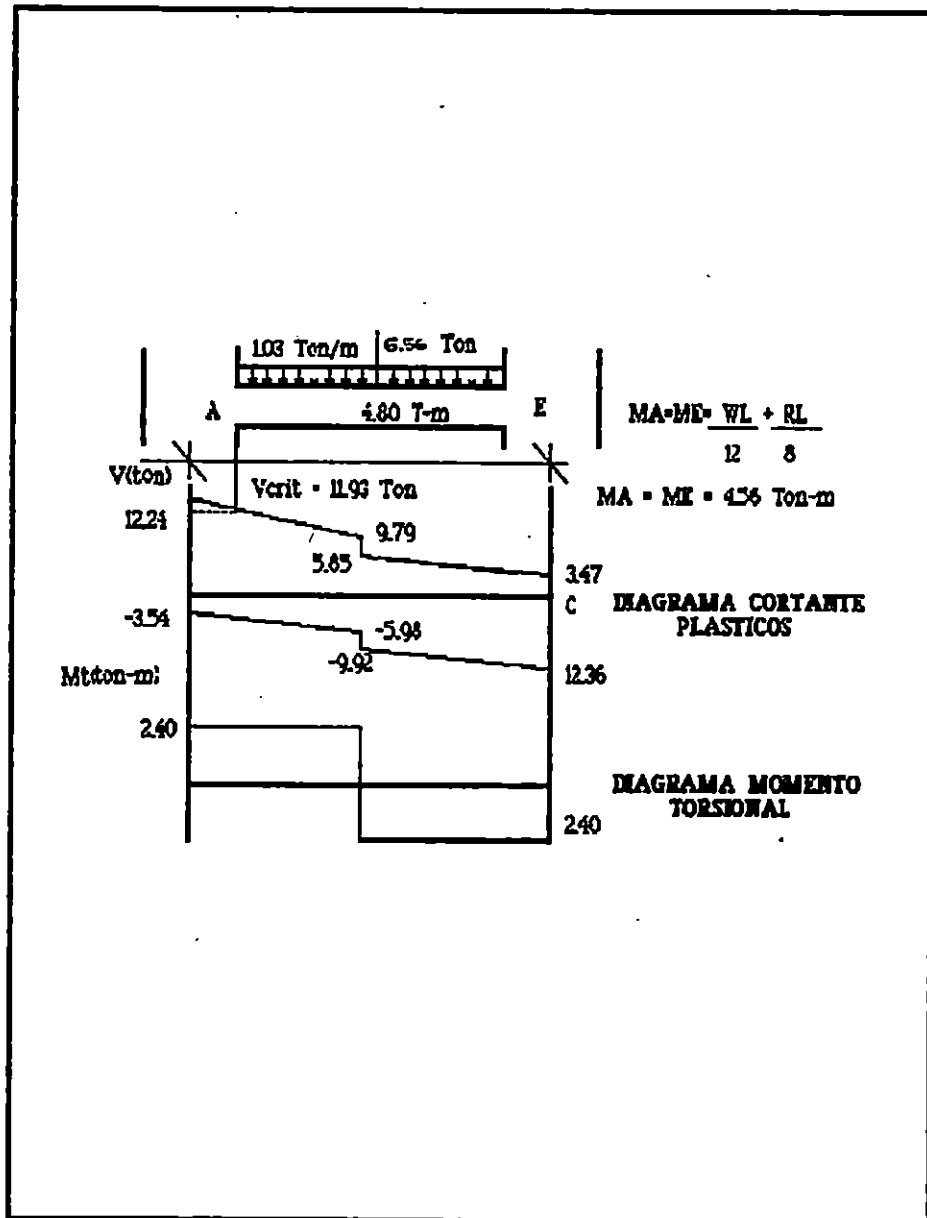


Fig 4.7

Calculando el área de estribo requerida por torsión.

$$\frac{A_c}{s} = \frac{T_s}{\alpha_t x_1 y_1 f_r} = \frac{(T_u - \phi T_c) \times 10^3}{\phi_t \alpha_t x_1 y_1 f_y} \quad E_c = 11-23$$

$$T_u = 2.40 \text{ ton-m.}$$

$$T_c = \frac{0.20 \sqrt{f'c} \Sigma X^2 Y}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4 V u}{C_t T_u \times 100} \right)^2}} \times 10^{-3}$$

$$C_t = \frac{bd}{\Sigma X^2 y} \quad \text{ACI 318-89 secc. 11.0}$$

$$C_t = 0.0276$$

$$T_c = 1.25 \text{ ton - m.}$$

Asumiendo un recubrimiento de 4 cms. y estribo # 3 (db = 0.95 cms).

$$X_1 = 30 - 8 - 0.95 = 21.05 \text{ cms.}$$

$$Y_1 = 50 - 8 - 0.95 = 41.05$$

$$\alpha_t = 0.66 + 0.33 (Y_1/X_1) < 1.50$$

$$\alpha_t = 1.3035 \text{ ok.}$$

$$A_t/s = 0.0498 \text{ cm}^2/\text{cm}/\text{rama.}$$

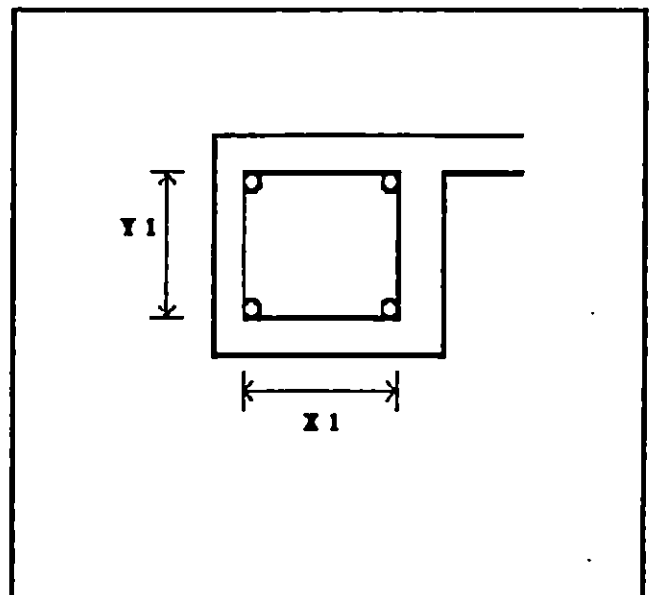


Fig. 4.8

Calculando el área de acero requerida por cortante.

$$V_c = \frac{0.53\sqrt{f'c} \, bd}{\sqrt{1 + \left(2.5C_t \frac{T_u \times 100}{V_u}\right)^2}}$$

$$V_u = V_{crit} = 11.93 \text{ (ver fig. 4.7)}$$

$$V_u = \phi V_s + \phi V_c$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

ϕ

Sustituyendo en V_c , tenemos :

$$V_c = 5.93 \text{ ton} \quad V_s = \frac{11.93}{0.85} - 5.93 \quad V_s = 8.10 \text{ ton.}$$

$$A_v/s = V_s/f_y*d \quad \text{Ec. 11-17}$$

$$A_v/s = 0.0657 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

Combinando el área de acero por cortante y torsión

$$AT/s = A_t/s + \text{torsión}$$

$$= 0.0498 + 0.0657$$

$$AT/s = 0.1155 \text{ cm}^2/\text{cm/rama}$$

Usando estribo #4 ($A_b = 1.27\text{cm}^2$)

$$s = A_b/AT. = 1.27/0.1155$$

$$s = 10.99 \text{ cm.}$$

Revisando la máxima separación de los estribos.

$$S_{\text{máx.}} = (x_1 + y_1)/4 = (21.05 + 41.05)/4 \quad \text{sec. 11.6.8.1}$$

$$S_{\text{máx.}} = 15.53 \text{ cms.}$$

$$S_{\text{máx.}} = d/4 = 44/4 = 11.0 \text{ cms.} \quad \text{sec. 11.5.4.1}$$

$$s = 10 \text{ cms controla.}$$

Calculando el refuerzo longitudinal por torsión.

$$A_1 = 2 \cdot AT (x_1 + y_1)/s$$

$$= 2(0.0498) (21.05 + 41.05) \quad \text{en la sección crítica.}$$

$$A_1 = 6.18 \text{ cm}^2$$

$$2At \leq \frac{3.5b}{Fr} = \frac{3.5 * 30}{2800} = 0.0375$$

$$Fr = 2800$$

$$A_1 = \left[\frac{28x}{fy} \left(\frac{tu \cdot 10^5}{tu \cdot 10^5 + \frac{Vu}{3Ct} \times 1000} \right) - 2 \frac{\Delta t}{S} \right] (X_1 + Y_1)$$

$$A_L = 6.98 \text{ cm}^2 > 6.20 \text{ cm}^2$$

Se proporcionara $A_L = 6.98 \text{ cm}^2$, se tiene que distribuir las varillas alrededor del perímetro de los estribos cerrados, espaciandolas a una distancia no mayor de 30 cms. y colocando una varilla longitudinal en cada esquina de los estribos. Este refuerzo debe de combinarse con el refuerzo por flexión.

distribuyendo el acero en 6 varillas .

$$A_L = 6.98/6 = 1.16 \text{ cm}^2$$

Ahora diseñando el acero longitudinal requerido por flexion

Diseño Acero Longitudinal

analizando la viga 11, eje 1x cuerpo I

Datos : $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 50 \text{ cms.}$$

$$b = 30 \text{ cms.}$$

$$d = 44 \text{ cms.}$$

El programa de envolvente de viga nos proporciona el acero corrido y mínimo en este caso con 2 #7 se cubre el área de acero propuesto en ambos lechos. 2 #7 (7.76 cm^2).

Calculando la capacidad del acero corrido.

$$\phi M_n = \phi A_s \text{ corr.} \cdot f_y (d - A_s \text{ corr.} \cdot f_y / 1.7 f'c \cdot b)$$

$$\phi M_n = 7.81 \text{ ton-m.}$$

En la gráfica de envolvente viga 11, eje 1x colocamos la capacidad del acero corrido.

área sombreada gráfico envolvente.

La longitud del bastón se determina con la mayor de la que resulta de:

- Distancia hasta donde se encuentra L_d medido del rostro de la columna
- Peralte efectivo (d) ó $12db$ ó $L_n/16$

Para el rostro izquierdo de la voga 11, el acero longitudinal requerido por flexión y torsión tenemos:

Lecho superior

$$M (-) = 12.47 \text{ ton-cm} \quad A_s (-) = 12.12 \text{ cm}^2$$

2.32 cm² requerido/torsión

- 7.76 cm² acero corrido.

6.68 cm²

Esta área de acero se cubrirá con 2#7 (7.76 cm²)

Lecho Inferior

$$M (+) = 10.7 \text{ ton-cm} \quad A_s (+) = 9.94 \text{ cm}^2$$

2.32 cm² acero requerido/torsión

9.94 cm² acero requerido/flexión

2#7

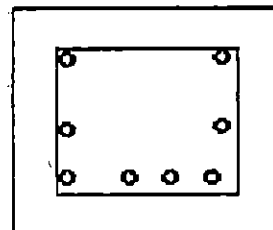
12.26 cm² acero req. flexión + torsion

2#5

-7.76 cm² acero corrido.

2#7+2#6

4.50 cm²



Usando como bastón Acero 2#6 (5.70 cm²) se cubre el area req.

Esta área se cubrirá con dos varilla #6 (5.70 cm²)

Calculando Longitud del Bastón

Lecho superior

varilla #7 $L_d = 99.9 \text{ cms}$ (ver cuadro n°4.4, según ACI 318/89)

$$d = 44 \text{ cms.}$$

$$12d_b = 26.64 \text{ cms.}$$

$$l_n/16 = 25.94 \text{ cm.}$$

RIGE $d = 44 \text{ cms.}$

En el grafico de envolvente fig. 4.3 se medirá a partir del punto teórico de corte la distancia d .

La longitud del bastón es de 1.20 mts a partir del rostro de la columna.

El lecho inferior necesita menor longitud pero por proceso constructivo se mantendra igual longitud.

REVISION DE VIGA BORGE EJE 0.

Criterios de Diseño:

Carga Muerta + Carga Viva = 2.10 ton/m.

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$$

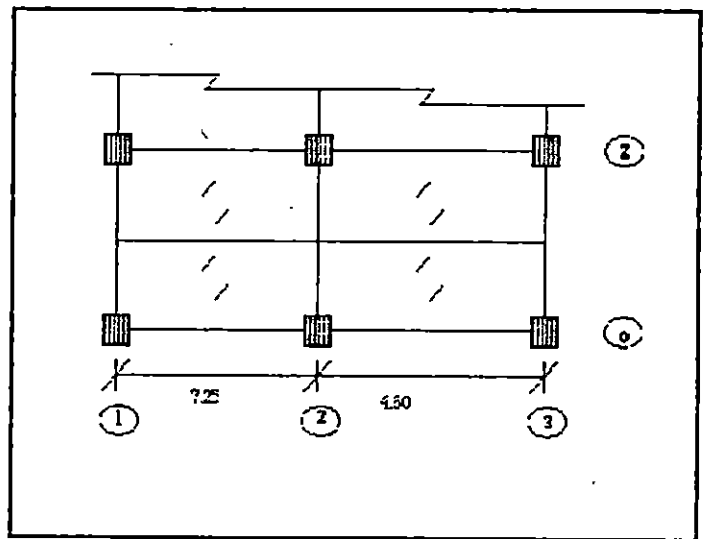


Fig. 4.9

Para el cálculo la viga eje 0 ubicado entre eje 1^2, la carga uniforme es la que provoca la torsión.

Momento tensionante en el Extremo

$$T_u = \phi 1.1 \sqrt{f'c} x^2 y / 3$$

$$T_u = 0.85 \frac{(1.1) \sqrt{210} (57.7)}{3}$$

$$T_u = 2.60 \text{ ton}$$

Determinando $\Sigma x^2 y$ de la sección de la viga Borde

$$\Sigma X^2 Y = (30)^2 \times 55 + 14^2 \times 42$$

$$\Sigma X^2 Y = 57.732 \text{ cm}^3$$

Verificando si es

Despreciable la Torsión

$$\phi (0.13 \sqrt{f'c} \Sigma x^2 y) = 0.85$$

$$0.13 \times \sqrt{210} \times 57,732$$

$$= 92,446.09 \text{ Kg-cm}$$

Si $T_u < \phi (0.13 \sqrt{f'c} \Sigma x^2 y)$ se desprecia la torsión

$$= 0.9245 \text{ ton-m} < T_v = 2.60$$

Debe considerarse torsión

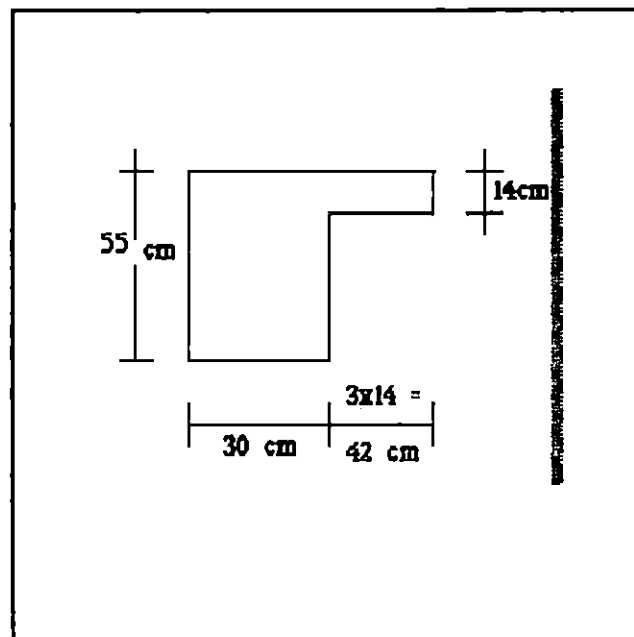


Fig 4.10

Calculando la resistencia a Momento torsionante originada por el concreto.

$$T_c = \frac{0.2\sqrt{f'c} \sum X^2 Y \times 10^{-5}}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4V_o}{C_t T_v \times 100}\right)^2}}$$

$$C_t = \frac{b d}{\sum X^2 Y}$$

$$C_t = \frac{30 \times 49}{57,732}$$

$$T_c = 1.67 \text{ ton-m}$$

$$C_t = 0.025$$

Asumiendo un recubrimiento 4 cm y estribo #3 (db = 0.95 cm)

$$x_1 = 30 - 8 - 0.95 = 21.05 \text{ cms}$$

$$y_1 = 55 - 8 - 0.95 = 46.05 \text{ cms}$$

Calculando el área Estribo requerido por torsión

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_s}{\alpha_t x_1 y_1 f_y} = \frac{(T_v - \phi T_c) \times 10^3}{\phi \alpha_t x_1 y_1 f_y}$$

$$t = 0.66 + 0.33 (y_1/x_1) \quad 11.8.9.1$$

$$t = 1.382 < 1.50$$

$$\frac{A_t}{s} = 0.037 \text{ cm}^2/\text{cm}/\text{rama.}$$

Calculando el área acero requerida por cortante

$$V_c = \frac{0.53\sqrt{f'c} \, bd}{\sqrt{1 + \left(2.5C_c \frac{Tu \times 10^5}{Vu \times 100}\right)^2}}$$

$$V_c = 7.82 \text{ ton.}$$

$$V_v = \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_s = \frac{Vu}{0.85} - V_c$$

$$V_s = 9.34 \text{ ton.}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s \times 1000}{f_y \cdot d}$$

$$\frac{A_v}{s} = 0.068 \text{ cm}^2/\text{cm}/\text{rama}$$

Determinando los requisitos de los estribos para cortante y torsión combinados

$$\frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{2s} = 0.037 + 0.068/2$$

$$= 0.071 \text{ cm}^2/\text{cm}/\text{rama}$$

probando con estribo # 4

$$A_b = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{0.71}{0.071} = 10 \text{ cm}$$

Verificando la separación máxima de los estribos.

$$\frac{(x_1 + y_1)}{4} = 16.78 \text{ cm}$$

sec.11.6.8.1

$$30 \text{ cm}$$

Utilizar una separación mínima de 10 cm y máxima de 15 cm.

Calculando el área de refuerzo longitudinal por torsión

$$A_1 = 2 A_t (x_1 + Y_1/s) = 2 (0.037)(21.05+46.05)$$

$$A_1 = 4.965 \text{ cm}^2$$

6

$$A_1 = \left[\frac{28x}{f_y} \left(\frac{tu \cdot 10^5}{tu \cdot 10^5 + \frac{Vu}{3ct} \times 1000} \right) - 2 \frac{\Delta t}{S} \right] (X_1 + Y_1)$$

$$A_1 = 8.99 \text{ cm}^2 \quad \frac{3.5 b}{f_y} < 2A_t$$

$$0.0375 < 2(0.037)$$

Proporcionar una $A_1 = 8.99 \text{ cm}^2$. Colocar varillas longitudinales alrededor del perímetro de los estribos cerrados, espaciados a no más de 30 cms, y situar una varilla longitudinal en cada esquina de los estribos cerrados. Las varillas longitudinales se pueden combinar con el refuerzo por flexión.

$$\frac{A_1}{8} = \frac{8.99}{8} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Este acero debe de combinarse con el ref. para flexión.

$$A1 = 2 At (x1 + Y1/s) = 2 (0.037)(21.05+46.05)$$

$$A1 = 4.965 \text{ cm}^2$$

ó

$$A1 = \left[\frac{28x}{fy} \left(\frac{tu \cdot 10^5}{tu \cdot 10^5 + \frac{Vu}{3Ct} \times 1000} \right) - 2 \frac{\Delta t}{S} \right] (X1 + Y1)$$

$$A1 = 8.99 \text{ cm}^2 \quad 3.5 b < 2At$$

fy

$$0.0375 < 2(0.037)$$

Proporcionar una $A1 = 8.99 \text{ cm}^2$. Colocar varillas longitudinales alrededor del perímetro de los estribos cerrados, espaciados a no más de 30 cms, y situar una varilla longitudinal en cada esquina de los estribos cerrados. Las varillas longitudinales se pueden combinar con el refuerzo por flexión.

$$A1 = \frac{8.99}{8} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Este acero debe de combinarse con el ref. para flexión.

TABLA No. 1

CUADRO RESUMEN DEL DISEÑO DE VIGAS

CUADRO 4-1 h

EJE O, CUERPO I

VIGA	APOYO	SECC	LONG VIGA	ACERO	CONDICIONES DE CARGA			ACERO REQUERIDO			ACERO PROPORCIONADO		
					w(k/m)	P(ton)	l _o (m)	apoyo izq	centro	apoyo der	apoyo izq	centro	apoyo der
7	2-4	30x55	4.60	2#8	2.10	-	-	15.65	1.21	15.55	2#8+2#7	2#8	2#8+2#7
				2#8				12.100	3.42	11.28	2#8+2#5	2#8	2#8+2#5
8	4-6	30x55	7.25	2#8	2.10	-	-	16.70	1.21	16.60	2#8+2#7	2#8	2#8+2#7
				2#8				5.27	7.52	6.06	2#8+2#5	2#8	2#8
9	7-8	30x55	4.60	2#8	2.10	-	-	11.51	1.21	12.58	2#8+2#5	2#8	2#8+2#5
				2#8				9.01	3.35	7.50	2#8	2#8	2#8
10	8-9	30x55	7.25	2#8	2.10	-	-	13.81	1.21	13.55	2#8+2#5	2#8	2#8+2#5
				2#8				3.40	8.30	4.42	2#8	2#8	2#8

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR Fac. de Ing. y Arq. Escuela de Ing. Civil Departamento de Diseño	TRABAJO DE GRADUACION Diseño Estructural del Edificio Residencia de Mujeres Universitarias de la U.E.S	COORDINADOR: Ing. Rodolfo Nosiglia Duran ASESOR EXTERNO: Ing. Victor Manuel Figueroa Moran	DESARROLLADO: Rodolfo Augusto Garcia Portal Cesar Yoalmo Cabeza Torres Walter Arquimedes Iglesias Avalos
--	---	---	---

CUADRO RESUMEN DEL DISEÑO DE VIGAS

CUADRO 4-2

EJE 3x, CUERPO I

VIGA	APOYO	SECC	LONG VIGA	ACERO	CONDICIONES DE CARGA			ACERO REQUERIDO			ACERO PROPORCIONADO		
					w(l/a)	P(l/a)	Ld(l/a)	apoyo Izq	centro	apoyo der	apoyo Izq	centro	apoyo der
11	2-4	30x50	4.75	2#7	1.03	2.66	2.375	19.12	1.21	15.59	2#7+2#7	2#7	4#7
				2#7				11.150	4.82	9.29	2#7+2#6	2#7	3#7+2#6
12	4-6	30x50	5.25	2#7	1.03	2.88	2.625	12.64	1.16	14.78	4#7	2#7	4#7
				2#7				8.92	5.45	7.76	2#7+2#6	2#7+2#6	2#7+2#6
13	6-8	30x55	5.25	2#7	1.03	2.88	2.625	13.63	1.16	16.23	2#7+2#6	2#7+2#6	2#7+2#6
				2#7				10.72	4.93	9.30	4#7	2#7	2#7+2#6
14	8-10	30x55	6.25	2#7	1.03	3.38	3.125	13.82	1.16	17.63	4#7	2#7	2#7+2#8
				2#7				8.76	6.35	7.71	2#7+2#6	2#7+2#6	2#7+2#6
15	10-	30x55	2.10	2#7	1.36	5.82	1.98	16.58	9.30	4.75	4#7	2#6+2#7	2#7+2#8
				2#7				1.16	1.16	1.16	2#7+2#6	2#7+2#6	2#7+2#6
16	12-13	30x50	4.75	2#7	1.03	2.66	2.375	9.92	1.21	12.52	4#7	2#7	4#7
				2#7				8.41	4.97	6.26	2#7+2#6	2#7	2#6+2#7
17	13-14	30x50	5.25	2#7	1.03	2.88	2.625	9.86	1.21	11.88	2#7+2#6	2#7	4#7
				2#7				6.25	5.50	5.16	2#7+2#6	2#7+2#6	2#7+2#6
18	14-15	30x55	5.25	2#7	1.03	2.88	2.625	10.30	1.21	12.76	4#7	2#7+2#6	2#7+2#6
				2#7				7.47	4.95	6.08	4#7	2#7	2#7+2#6
19	15-16	30x55	6.25	2#7	1.03	3.38	3.125	10.58	1.21	15.60	2#7+2#6	2#7	2#7+2#6
				2#7				6.27	6.12	4.71	4#7	2#7+2#6	2#7+2#8
20	16-	30x55	2.10	2#7	1.36	5.82	1.975	16.63	9.35	3.43	2#7+2#6	2#7+2#6	2#7+2#6
				2#7				1.21	1.21	1.21	2#7+2#6	2#7+2#6	2#7+2#8

CUADRO RESUMEN DEL DISEÑO DE VIGAS

CUADRO 4-3

EJE M, CUERPO I

VIGA	APOYO	SECC	LONG VIGA	ACERO	CONDICIONES DE CARGA			ACERO REQUERIDO			ACERO PROPORCIONADO		
					w(k/ft)	P(k/ft)	Lo(ft)	apoyo lzq	centro	apoyo der	apoyo lzq	centro	apoyo der
7	2-4	30x50	4.60	2#8	2.40	-	-	13.92	0.0	14.17	2#8+2#7	2#8	2#8+2#7
				2#8				9.57	2.86	8.71	2#8	2#8	2#8+2#7
8	4-6	30x55	7.25	2#8	2.50	-	-	17.31	0.0	17.02	2#8+2#7	2#8	2#8+2#7
				2#8				4.08	7.28	4.81	2#8+2#7	2#8	2#8
9	7-8	30x50	4.60	2#8	2.40	-	-	10.43	0.0	11.92	2#8+2#5	2#8	2#8+2#7
				2#8				7.20	2.78	5.49	2#8	2#8	2#8
10	8-9	30x55	7.25	2#8	2.50	-	-	14.92	0.0	13.86	2#8+2#7	2#8	2#8+2#7
				2#8				1.96	7.78	3.22	2#8	2#8	2#8

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR Fac. de Ing. y Arq. Escuela de Ing. Civil Departamento de Diseño	TRABAJO DE GRADUACION Diseño Estructural del Edificio Residencia de Mujeres Universitarias de la U.E.S	COORDINADOR: Ing. Rodolfo Nosiglia Duran ASESOR EXTERNO: Ing. Victor Manuel Figueroa Moran	DESARROLLADO: Rodolfo Augusto Garcia Portal Cesar Yoalmo Cabeza Torres Walter Arquimedes Iglesias Avalos
--	--	---	---

CUADRO RESUMEN DEL DISEÑO DE VIGAS CUBREO V CUADRO 4-6

EJE "F"	Nivel	CONDICIONES DE CARGA		CUBREO		CUBREO		CUBREO		ACERO	ACERO	ACERO
		LONG. VIGA	SECC. VIGA	W (cm)	W (cm)	APYO	CENTRO DE	APYO	CENTRO DE			
V10-7	1-3	28X50	5.25	5.70	2.88	-	12.55	0.00	13.14	2#6+1#7	2#6	2#6+1#7
V10-8	2-3	28X50	5.25	5.70	2.88	-	13.13	0.00	12.55	2#6+1#7	2#6	2#6+1#7
V10-9	1-2	28X50	5.25	5.70	2.88	-	7.24	0.00	10.17	3#6	2#6	4#6
V10-1	2-3	28X50	5.25	5.70	2.88	-	2.61	5.33	0.77	2#6	2#6	2#6
V10-1	2-3	28X50	5.25	5.70	2.88	-	10.17	0.00	7.81	4#6	2#6	3#6
V10-1	2-3	28X50	5.25	5.70	2.88	-	0.77	5.33	2.59	2#6	2#6	2#6
VF-11	1-2	28X50	3.25	5.70	1.80	-	5.44	0.00	6.07	2#6	2#6	2#6+1#5
VF-12	2-3	28X50	5.25	5.70	2.44	-	4.41	0.89	3.29	2#6	2#6	2#6
VF-13	3-4	30X60	5.25	5.70	2.44	-	6.91	0.00	7.92	2#6+1#5	2#6	3#6
VF-14	4-5	30X60	3.25	5.70	1.80	-	0.89	4.13	0.74	2#6	2#6	2#6
VF-15	1-2	28X50	3.25	5.70	1.80	-	7.92	0.00	6.91	3#6	2#6	2#6+1#5
VF-16	2-3	28X50	5.25	5.70	2.44	-	0.74	4.13	0.89	2#6	2#6	2#6
VF-17	3-4	28X50	5.25	5.70	2.44	-	6.07	0.00	5.44	2#6+1#5	2#6	2#6
VF-18	4-5	28X50	3.25	5.70	1.80	-	3.29	0.89	4.41	2#6	2#6	2#6

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	TRABAJO DE GRADUACION	COORDINADOR:	DESARROLLADO:
Fac. de Ing. y Arq.	Diseño Estructural del	Ing. Rodolfo Noriega Durán	Rodolfo Augusto Garcia Portal
Escuela de Ing. Civil	Edificio Residencia de	ASESOR EXTERNO:	César Yoalmo Cabeza Torres
Departamento de Diseño	Mujeres Universitarias de	Ing. Victor Manuel Figueroa Morán	Walter Arquimedes Iglesias
	la U.E.S.		

VIGA	APOYO	SECC.	LONG. VIGA	ACERO CORRIDO	CONDICIONES DE CARGA			ACERO REQUERIDO			ACERO PROPORCIONADO		
					W/TLS	P (ton)	L (m)	APOYO IZQ.	CENTRO	DER.	APOYO IZQ.	CENTRO	APOYO DER.
EJE 10= EJE 14 NIVEL :1													
V10-7	1-2	25X50	4.6	5.70	1.83	-	-	7.27	0.00	7.79	3#6	2#6	3#6
				5.70				4.14	2.42	3.24	2#6	2#6	2#6
V10-8	2-3	25X50	7.4	5.70	1.12	-	-	8.18	0.00	7.61	3#6	2#6	3#6
				5.70				0.96	3.92	1.85	2#6	2#6	2#6
EJE 10= EJE 14 NIVEL 2													
V10-9	1-2	25X50	4.6	5.70	1.28	-	-	4.40	0.00	6.08	2#6	2#6	2#6+1#4
				5.70				2.20	2.80	0.97	2#6	2#6	2#6
V10-10	2-3	25X50	7.4	5.70	1.12	-	-	6.92	0.00	5.31	2#6+1#4	2#6	2#6
				5.70				0.00	4.24	0.69	2#6	2#6	2#6
EJE 11= EJE 13 NIVEL :1													
V11-5	1-2	25X50	3.25	5.70	0.83	-	-	8.96	0.00	8.97	2#6+1#7	2#6	2#6+1#7
				5.70				8.37	0.65	8.36	3#6	2#6	3#6
EJE 11= EJE 13 NIVEL :1													
V11-6	1-2	25X50	3.25	5.70	0.84	-	-	4.62	0.00	4.68	2#6	2#6	2#6
				5.70				4.26	0.80	4.23	2#6	2#6	2#6
EJE :12 NIVEL :1													
V10-7	1-2	25X50	3.25	5.70	0.83	-	-	5.52	0.15	5.34	2#6	2#6	2#6
				5.70				5.09	0.66	4.18	2#6	2#6	2#6
V10-8	2-3	25X50	5.25	5.70	0.83	-	-	50.10	0.00	5.15	2#6	2#6	2#6
				5.70				2.53	1.50	3.42	2#6	2#6	2#6
EJE 12 NIVEL 2													
V10-9	1-2	25X50	3.25	5.70	0.83	-	-	2.82	0.07	3.31	2#6	2#6	2#6
				5.70				2.63	0.48	1.78	2#6	2#6	2#6
V10-10	2-3	25X50	5.25	5.70	0.83	-	-	3.51	0.00	2.98	2#6	2#6	2#6
				5.70				0.97	1.98	1.73	2#6	2#6	2#6

UNIVERSIDAD DE EL SALVA Fac. de Ing. y Arg. Escuela de Ing. Civil Departamento de Diseño	TRABAJO DE GRADUACION	COORDINADOR:	DESARROLLADO:
	Diseño Estructural del Edificio Residencia de Mujeres Universitarias de la U.E.S.	Ing. Rodolfo Noiglia Durán	Rodolfo Augusto Garcia Portal César Yoalmo Cabeza Torres Walter Arquimedes Iglesias
		ASESOR EXTERNO:	
		Ing. Victor Manuel Figueroa Morán	

CUADRO RESUMEN DEL DISEÑO DE VIGAS

CUADRO II

CUADRO 4.4

VIGA	APOYO	SECC.	LONG VIGA	ACER CORR	CONDICIONES DE CARGA			ACERO REQUERIDO			ACERO PROPORCIONADO		
					W (T/M)	P (K/m)	Lo (m)	APOYO IZQ	CENTRO	DER	APOYO IZQ	CENTRO	APOYO DR
EJE 5.4													
7	2-4	30X60	4.75	2#8	1.15	3.3	2.375	1492	0.0	15.45	3#8	2#8	5#8,1#6
				2#8				11.14	3.05	9.69	2#8,1#5	2#8	2#8,1#6
8	4-6	30X60	6.65	2#8	1.15	19.72	3.325	25.62	0.0	24.85	5#8,1#6	2#8	5#8
				2#8				1.06	24.73	2.47	2#8,1#6	5#8	2#8,1#7
9	7-8	30X60	4.75	2#8	1.15	3.3	2.375	9.83	0.65	9.84	2#8	2#8	4#8,1#6
				2#8				2.44	5.6	2.11	2#8	2#8	2#8,1#6
10	8-9	30X60	6.65	2#8	1.15	19.72	3.325	21.69	0.0	19.17	4#8,1#6	2#8	2#8
				2#8				0.0	26.23	0.35	2#8,1#6	5#8,1#6	2#8
EJE 4.7													
7	2-4	30X60	4.75	2#8	1.15	8.1	2.375	18.53	1.96	19.14	4#8	2#8	6#8
				2#8				11.81	6.61	10.13	2#8,1#5	2#8	3#8
8	4-6	30X60	6.65	2#8	1.15	19.72	3.325	27.2	0.0	26.33	6#8	2#8	6#8
				2#8				2.07	24.65	3.63	3#8	5#8	3#8
9	7-8	30X60	4.75	2#8	1.15	8.1	2.375	12.28	0.0	15.49	3#8	2#2	5#8
				2#8				7.55	6.33	4.69	2#8	2#8	2#8,1#7
10	8-9	30X60	6.65	2#8	1.15	19.72	3.325	22.92	0.0	20.08	5#8	2#8	4#8
				2#8				0.0	26.03	1.19	2#8,1#7	4#8,2#7	2#8

UNIVERSIDAD DE EL SALV Fac. de Ing. y Arq. Escuela de Ing. Civil Departamento de Diseño	TRABAJO DE GRADUACI	COORDINADOR:	DESARROLADO:
	Diseño Estructural del Edificio Residencia de Mujeres Universitarias de la U.E.S.	Ing. Rodolfo Nosiglia Durán ASESOR EXTERNO: Ing. Victor Manuel Figueroa Morán	Rodolfo Augusto García Portal César Yoalmo Cabeza Torres Walter Arquímedes Iglesias

CUADRO RESUMEN DEL DISEÑO DE VIGAS

CUERPO II

CUADRO 4-5

VIGA	APOYO	SECC.	LONG. VIGA	ACERO CORRADO	CONDICIONES DE CARGA			ACERO REQUERIDO			ACERO PROPORCIONADO		
					W(L/M)	P(ton)	Lc(m)	APOYO EQ.	CENTRO DE	DER.	APOYO EQ.	CENTRO DE	APOYO DE
EJE "O"													
5	1-3	30X60	4.75	2#8	1.85	0.66	0.0	1.02	4.63	9.91	2#8	2#8	6#8,1#6
				2#8				0.0	0.0	0.0	2#8	2#8	3#8,1#6
6	3-5	30X60	6.65	2#8,1#6	1.11	21.83	2.5	33.65	0.0	32.44	6#8,1#6	2#3,1#6	6#8,1#6
				3#8				3.44	21.4	3.85	3#8,1#6	4#8,1#6	5#8,1#7
9	3-9	30X60	4.75	2#8	1.11	21.83	2.5	27.32	0.0	28.33	5#8,1#7	2#8	5#8,1#7
				2#8				1.6	23.32	1.21	3#8	4#8,1#7	3#8
EJE "N"													
5	1-3	30X60	4.75	2#8	1.85	5.11	0.0	1.9	8.38	17.8	2#8	2#8	8#8
				2#8				0.0	0.0	0.0	2#8	2#8	4#8
6	3-5	30X60	6.65	3#8	1.11	21.83	2.5	39.53	0.0	38.31	8#8	3#8	8#8
				3#8				1.35	19.47	1.75	4#8	5#8,1#6	4#8
9	3-9	30X60	4.75	3#8	1.11	21.83	2.5	33.24	0.0	34.36	7#8	3#8	7#8
				3#8				0.0	28.13	0.0	4#8	5#8,1#7	4#8
EJE "K"													
7	2-4	30X60	4.75	2#8	2.2	2.68	0.0	1.02	4.63	9.91	2#8	2#8	4#8,1#7
				2#8				0.0	0.0	0.0	2#8	2#8	2#8,1#7
8	4-6	30X60	6.65	2#8	2.2	0.0	0.0	33.2	0.0	22.08	4#8,1#7	2#8	45#8,1#7
				2#8				10.82	5.42	11.34	2#8,1#7	2#8	2#8,1#7
9	7-8	30X60	4.75	2#8	2.2	0.0	0.0	20.06	0.0	16.43	4#8	2#8	4#8
				2#8				6.95	5.91	8.64	2#8	2#8	2#8

UNIVERSIDAD DE EL SALV Fac. de Ing. y Arq. Escuela de Ing. Civil Departamento de Diseño	TRABAJO DE GRADUACION Diseño Estructural del Edificio Residencia de Mujeres Universitarias de la U.E.S.	COORDINADOR: Ing. Rodolfo Noziglia Durán ASESOR EXTERNO: Ing. Victor Manuel Figueroa Morán	DESARROLLADO: Rodolfo Augusto Garcia Portal César Yoalmo Cabeza Torres Walter Arquimedes Iglesias
--	---	---	--

EVALUACION DE LONGITUDES DE DESARROLLO

CUADRO 4-8

Detalles del Acero de Refuerzo		Ing. Victor Manuel Figueroa Morán							
CONCRETO = 210.00 (K/cm ²) ACERO = 2800.00 (K/c		(TRASLAPES = 1.3 Ld)							
DESIGNACION (No.)	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Diametro (db) cms.	0.64	0.95	1.27	1.59	1.905	2.22	2.54	2.86	3.18
Area bar. (ab) cm ² .	0.32	0.71	1.27	1.98	2.85	3.88	5.07	6.41	7.92

LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS RECTAS EN TENSION (Ld) = cms

Secc. 12.2

Ld = Lab x Factores δ 30.0 cms

ACI 318-89

Ldb = 0.06*Ab*fy/fc^{.5} Ldh = (0.113*db*fy/fc^{.5}

DESIGNACION (No.)	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Ldb(basica)=0.060 Abfy/fc ^{.5}	3.7	8.3	14.7	22.9	33	45	58.7	74.3	91.8	
Ldb(min.) = 0.113dbfy/fc ^{.5}	13.9	20.8	27.7	34.7	41.6	48.5	55.5	62.4	69.3	
Ld (nominal)	lecho inferior	30	30	30	34.7	41.6	48.5	58.7	74.3	91.8
	recubr.>2 db	30	30	36	45.1	54.1	63.1	76.4	96.7	119

LONGITUD DE DESARROLLO DE GANCHOS ESTANDAR EN TENSION *Doble 180° extension 4db δ 6.5c

Secc. 12.5

Lhb = 8*db δ 15 cms : Ldh = lhb x factores

ACI 318-89

Ldb = 318*fy/4200*db/fc^{.5}

*Doble 90° extension 12db

(ESTRIBO *Doble 135° extension 6db δ 7.5c

DESIGNACION (No.)	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ldb(basica)=0.060 Abfy/fc ^{.5}	9.3	13.9	18.6	23.2	27.9	32.5	37.2	41.8	46.4
Ldb(min.) = 0.113dbfy/fc ^{.5}	15	15	15	15	15.2	17.8	20.3	22.9	25.4
(Sin recubr.) : Ldh (cms)	15	15	18.6	23.2	27.9	32.5	37.2	41.8	46.4
(Recubr. min.): Ldh=Lhb x 0.70	10.5	10.5	13	16.3	19.5	22.8	26	29.3	32.5
Longitud de anclaje (la=12db)	7.6	11.4	15.2	19.1	22.9	26.7	30.5	34.3	38.1
Diametro de doblado 90°(6 db)	3.8	5.7	7.6	9.5	11.4	13.3	15.2	22.9	25.4
Diametro de doblado 135°(4 db)	2.5	3.8	5.1	6.4	11.4	13.3	15.2	22.9	25.4

LONGITUD DE DESARROLLO EN JUNTAS DE CONCRETO CONFINADO

(BARRAS RECTAS A TENSION)

GANCHO ESTANDAR Ldh = 8*db δ 15 cms

* Lecho Inferior : Ldc = 2.5 Ldh

DE 90° Y 12 Ldh = db = db*fy/(17.2fc^{.5})

* Lecho Superior : Ldc = 3.5 Ldh

Secc. 12.5

ACI 318-89

* Concreto no Confinado : Ld = 1.6 Ldc - 0.

DESIGNACION (No.)	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Ldb (basica)=dbfy/(17.2fc ^{.5}	7.1	10.7	14.3	17.8	21.4	25	28.5	32.1	35.7	
Ldb(min.) = 8db δ 15 cm.	15	15	15	15	15.2	17.8	20.3	22.9	25.4	
Lecho Inferior	Ldc (confinado)	37.5	37.5	37.5	37.5	53.5	62.4	71.3	80.3	89.2
	Ld (No Confin.)	60	60	60	60	85.6	99.9	114	128	143
Lecho Superior (mas de 30 cm)	Ldc (confinado)	52.5	52.5	52.5	52.5	74.9	87.4	99.9	112	125
	Ld (No Confin.)	84	84	84	84	119.8	140	160	180	200

4.2 DETALLADO DE COLUMNAS

Las columnas es el elemento conector entre viga y zapata, que debe tener una carga axial de compresión que exceda de $0.10 \cdot f_c \cdot A_g$

algunos requisitos generales:

- a) Geometría: tiende a eliminar problemas de pandeo para deformaciones inelásticas grandes, y asegurar que las columnas tengan dimensiones y porciones tales que puedan participar eficientemente en la acción del marco junto a las vigas.
- b) Refuerzo longitudinal: Es necesario revisar la capacidad en flexocompresión de las columnas.
- c) Refuerzo transversal para disminuir el carácter frágil de la falla por flexocompresión de los extremos de la columna se requiere colocar refuerzo de confinamiento.

CUADRO 4-9

COLUMNA # = C - 1		PROYECTO: RESIDENCIA DE MUJERES UES										PROGRAMA: ING. VICTOR M.		
NUDO SUPERIOR (S/I)		NIVEL # : No. 1 *** FUERZAS DE DISEÑO EN COLUMNAS (Vu, Pu, Mu) ** VIMFM										CALCULO: ROBERTO GARCIA		
DATOS DE SECCION		SISMO : VALORES PARA DISEÑO										MONDAXIAL EQUIV. : (k/cm2); (k/cm2); (%) ; CUANTIA		
Dim.X(mt) = 0.60		FACTORES: FU1(61)= 1.500 FU2(62)= 1.125 FU3(63)= 0.600 FU4(64)= 1.400										FECHA : JUNIO / 95		
Dim.Y(mt) = 0.60		XX/YY : Vux(Ton); Vuy(Ton); Pu(Ton); Muy(T.m); Mux(T.m); Moy(T.m); Max(T.m)										HOJA No. : /		
Dim.L(mt) = 4.20		SISMO : VALORES PARA DISEÑO										MONDAXIAL EQUIV. : (k/cm2); (k/cm2); (%) ; CUANTIA		
Pv.(T/m3) = 2.40		XX/YY : Vux(Ton); Vuy(Ton); Pu(Ton); Muy(T.m); Mux(T.m); Moy(T.m); Max(T.m)										Pu/Ag; Mu/Ag.h; n=h-d/h; a (%)		
GRAVITACIONAL X-X														
Pgx(Ton) = 16.28	U1	++	-9.15	3.70	43.43	10.96	3.90	13.06	0.00	12.06	6.05	0.82		
Vgx(Ton) = 0.39	U2	+/-	-9.15	-0.77	40.20	10.96	-3.65	12.92	0.00	11.17	5.98	0.82		
Mgy(T.m) SUP = 3.67	XX	-/+	10.03	3.70	47.46	-2.70	3.90	0.00	5.35	13.18	2.48	0.82	1%	
Mgy INFERIOR = 1.81		-/-	10.03	-0.77	44.23	-2.70	-3.65	0.00	5.10	12.29	2.36	0.82		
SISMO X-X														
PSx(Ton) = -1.44	U1	++	-9.36	3.01	22.98	9.03	3.84	11.10	0.00	6.38	5.14	0.82		
VSx(Ton) = -6.85	U3	+/-	-9.36	-1.45	19.74	9.03	-3.71	11.03	0.00	5.48	5.11	0.82		
Msy(T.m) SUP = 4.88	XX	-/+	9.82	3.01	27.01	-4.63	3.84	6.70	0.00	7.50	3.10	0.82		
Msy INFERIOR = 17.48		-/-	9.82	-1.45	23.78	-4.63	-3.71	6.63	0.00	6.60	3.07	0.82	1%	
GRAVITACIONAL Y-Y														
Pgy(Ton) = 22.68	U1	++	-2.44	8.91	48.62	6.18	12.70	0.00	16.02	13.50	7.42	0.82		
Vgy(Ton) = 1.30	U2	-/+	3.32	8.91	49.82	2.08	12.70	0.00	13.82	13.84	6.40	0.82		
Mgx(T.m) SUP = 0.11	YY	+/-	-2.44	-5.99	37.84	6.18	-12.45	0.00	15.78	10.51	7.30	0.82		
Mgx INFERIOR = 1.54		-/-	3.32	-5.99	39.04	2.08	-12.45	0.00	13.57	10.85	6.28	0.82	1%	
SISMO Y-Y														
PSy(Ton) = 3.85	U1	++	-2.64	8.23	28.16	4.25	12.64	0.00	14.93	7.82	6.91	0.82		
VSy(Ton) = 5.32	U3	-/+	3.11	8.23	29.37	0.15	12.64	0.00	12.72	8.16	5.89	0.82		
MSx(T.m) SUP = 8.98	YY	+/-	-2.64	-6.67	17.38	4.25	-12.51	0.00	14.80	4.83	6.85	0.82		
MSx INFERIOR = 19.80		-/-	3.11	-6.67	18.59	0.15	-12.51	0.00	12.59	5.16	5.83	0.82	1%	
SOBREPESO = 0.00														
Suma PG = 38.96	U1(D+L)		0.59	1.95	58.44	5.51	0.17	5.59	0.00	16.23	2.59	0.82		
NUDO INFERIOR		SISMO : VALORES PARA DISEÑO										MONDAXIAL EQUIV. : (k/cm2); (k/cm2); (%) ; CUANTIA		
DATOS DE SECCION		SISMO : VALORES PARA DISEÑO										MONDAXIAL EQUIV. : (k/cm2); (k/cm2); (%) ; CUANTIA		
Dim.X(mt) = 0.60		XX/YY : Vux(Ton); Vuy(Ton); Pu(Ton); Muy(T.m); Mux(T.m); Moy(T.m); Max(T.m)										Pu/Ag; Mu/Ag.h; n=h-d/h; a (%)		
Dim.Y(mt) = 0.60														
Dim.L(mt) = 4.20		++												
Pv.(T/m3) = 2.40		U2 +/-												
GRAVITACIONAL X-X		XX +/-												
Pgx(Ton) = 16.28		-/-	10.03	3.70	51.55	-22.44	10.05	27.85	0.00	14.32	12.89	0.82	1.4%	
Vgx(Ton) = 0.39			10.03	-0.77	48.31	-22.44	-6.58	25.98	0.00	13.42	12.03	0.82		
Mgy(T.m) = 1.81		++	-9.36	3.01	25.15	25.56	9.24	30.53	0.00	6.99	14.14	0.82		
SISMO X-X														
PSx(Ton) = -1.44		U3 +/-	-9.36	-1.45	21.92	25.56	-7.39	29.54	0.00	6.09	13.68	0.82		
VSx(Ton) = -6.85		XX +/-	9.82	3.01	29.19	-23.39	9.24	28.36	0.00	8.11	13.13	0.82	1.4%	
MSy(T.m) = 17.48		-/-	9.82	-1.45	25.95	-23.39	-7.39	27.37	0.00	7.21	12.67	0.82		
GRAVITACIONAL Y-Y														
Pgy(Ton) = 22.68		U2 +/-	3.32	8.91	53.91	-5.31	29.45	0.00	32.31	14.97	14.96	0.82	1.4%	
Vgy(Ton) = 1.30		YY +/-	-2.44	-5.99	41.92	9.38	-25.99	0.00	31.04	11.64	14.37	0.82		
Mgx(T.m) = 1.54		-/-	3.32	-5.99	43.13	-5.31	-25.99	0.00	28.84	11.98	13.35	0.82		
SISMO Y-Y														
PSy(Ton) = 3.85		U1	++	-2.64	8.23	30.34	8.43	28.64	0.00	33.18	8.43	15.36	0.82	
VSy(Ton) = 5.32		U3 +/-	3.11	8.23	31.55	-6.26	28.64	0.00	32.01	8.76	14.82	0.82		
MSx(T.m) = 19.80		YY +/-	-2.64	-6.67	19.56	8.43	-26.80	0.00	31.33	5.43	14.51	0.82	1.4%	
SOBREPESO = 0.00		-/-	3.11	-6.67	20.77	-6.26	-26.80	0.00	30.16	5.77	13.97	0.82		
Peso col. = 3.63														
Suma PG = 42.59	U1(D+L)		0.59	1.95	63.88	2.72	2.31	3.96	0.00	17.75	1.83	0.82		

COLUMNA # = C - 1 ; PROYECTO: RESIDENCIA DE MUJERES UES ; PROGRAMA: ING. VICTOR M.														
NUDO SUPERIOR (S/I); NIVEL #: No. 2 *** FUERZAS DE DISEÑO EN COLUMNAS (Vu , Pu , Mu) ** VIMFIM; CALCULO: RODOLFO GARCIA														
DATOS DE SECCION ; FECHA : JUNIO / 95														
DIMENSIONES Y FACTORES: FU1(B1)= 1.500 FU2(B2)= 1.125 FU3(B3)= 0.600 FU4(SIS)= 1.400 ; HOJA No.: ___/___														
SISMO ; VALORES PARA DISEÑO ; MONOAXIAL EQUIV.; (k/cm2); (k/cm2); (%) ; CUANTIA:														
Pv.(T/m3) = 2.40 ; XX/YY ; Vux(Ton); Vuy(Ton); Pu(Ton); Muy(T.m); Mux(T.m); Moy(T.m); Mox(T.m); Pu/Ag; Mu/Ag.h; h=d/h; a (%)														
GRAVITACIONAL X-X														
PGx(Ton)	=	8.14	+/+	5.13	6.13	30.00	19.41	7.81	23.61	0.00	8.33	10.93	0.82	
VGx(Ton)	=	1.29	U2 +/-	5.13	3.92	28.59	19.41	-2.50	20.75	0.00	7.94	9.61	0.82	
MGy(T.m) SUP	=	9.46	XX +/-	-2.23	6.13	31.59	1.88	7.81	0.00	8.82	8.78	4.09	0.82	1%
MGy INFERIOR	=	-6.63	-/-	-2.23	3.92	30.19	1.88	-2.50	0.00	3.51	8.39	1.63	0.82	
SISMO X-X														
PSx(Ton)	=	-0.57	+/+	4.46	3.79	15.95	14.44	6.57	17.98	0.00	4.43	8.32	0.82	
VSx(Ton)	=	2.63	U3 +/-	4.46	1.58	14.55	14.44	-3.74	16.45	0.00	4.04	7.62	0.82	
MSy(T.m) SUP	=	6.26	XX +/-	-2.91	3.79	17.55	-3.09	6.57	0.00	8.24	4.87	3.81	0.82	1%
MSy INFERIOR	=	3.22	-/-	-2.91	1.58	16.15	-3.09	-3.74	0.00	5.40	4.49	2.50	0.82	
GRAVITACIONAL Y-Y														
PGy(Ton)	=	13.72	+/+	2.56	8.71	32.19	13.27	19.85	0.00	26.99	8.94	12.50	0.82	
VGy(Ton)	=	4.47	U2 +/-	0.35	8.71	32.67	8.01	19.85	0.00	24.16	9.08	11.19	0.82	
MGx(T.m) SUP	=	2.36	YY +/-	2.56	1.35	27.52	13.27	-14.54	0.00	21.68	7.64	10.04	0.82	1%
MGx INFERIOR	=	2.30	-/-	0.35	1.35	28.00	8.01	-14.54	0.00	18.85	7.78	8.73	0.82	
SISMO Y-Y														
PSy(Ton)	=	1.67	+/+	1.88	6.36	18.15	8.31	18.61	0.00	23.08	5.04	10.69	0.82	
VSy(Ton)	=	2.63	U3 +/-	-0.33	6.36	18.63	3.05	18.61	0.00	20.25	5.17	9.37	0.82	
MSx(T.m) SUP	=	12.28	YY +/-	1.88	-1.00	13.47	8.31	-15.78	0.00	20.25	3.74	9.37	0.82	1%
MSx INFERIOR	=	8.53	-/-	-0.33	-1.00	13.95	3.05	-15.78	0.00	17.42	3.88	8.06	0.82	
SOBREPESO	=	4.89												
Suaa PG	=	26.75	U1(D+L)	1.94	6.71	40.13	14.19	3.54	16.10	0.00	11.15	7.45	0.82	
NUDO INFERIOR														
DATOS DE SECCION ; SISMO ; VALORES PARA DISEÑO ; MONOAXIAL EQUIV.; (k/cm2); (k/cm2); (%) ; CUANTIA:														
DIMENSIONES Y FACTORES: FU1(B1)= 1.500 FU2(B2)= 1.125 FU3(B3)= 0.600 FU4(SIS)= 1.400 ; HOJA No.: ___/___														
SISMO ; VALORES PARA DISEÑO ; MONOAXIAL EQUIV.; (k/cm2); (k/cm2); (%) ; CUANTIA:														
Pv.(T/m3) = 2.40 ; U2 +/- ; Vux(Ton); Vuy(Ton); Pu(Ton); Muy(T.m); Mux(T.m); Moy(T.m); Mox(T.m); Pu/Ag; Mu/Ag.h; h=d/h; a (%)														
GRAVITACIONAL X-X														
PGx(Ton)	=	8.14	+/+	5.13	6.13	33.50	-2.95	6.17	0.00	7.76	9.30	3.59	0.82	
VGx(Ton)	=	1.29	U2 +/-	5.13	3.92	32.09	-2.95	-1.00	3.49	0.00	8.91	1.61	0.82	
MGy(T.m) SUP	=	9.46	XX +/-	-2.23	6.13	35.09	-11.97	6.17	15.29	0.00	9.75	7.08	0.82	1%
MGy INFERIOR	=	-6.63	-/-	-2.23	3.92	33.69	-11.97	-1.00	12.50	0.00	9.36	5.79	0.82	
SISMO X-X														
PSx(Ton)	=	-0.57	+/+	4.46	3.79	17.82	0.53	4.96	0.00	5.25	4.95	2.43	0.82	
VSx(Ton)	=	2.63	U3 +/-	4.46	1.58	16.42	0.53	-2.20	0.00	2.49	4.56	1.15	0.82	
MSy(T.m) SUP	=	6.26	XX +/-	-2.91	3.79	19.42	-8.49	4.96	11.16	0.00	5.39	5.17	0.82	1%
MSy INFERIOR	=	3.22	-/-	-2.91	1.58	18.01	-8.49	-2.20	9.67	0.00	5.00	4.48	0.82	
GRAVITACIONAL Y-Y														
PGy(Ton)	=	13.72	+/+	2.56	8.71	35.69	-6.11	14.53	0.00	17.82	9.91	8.25	0.82	
VGy(Ton)	=	4.47	U2 +/-	0.35	8.71	36.17	-8.81	14.53	0.00	19.27	10.05	8.92	0.82	
MGx(T.m) SUP	=	2.36	YY +/-	2.56	1.35	31.02	-6.11	-9.35	0.00	12.64	8.62	5.85	0.82	1%
MGx INFERIOR	=	2.30	-/-	0.35	1.35	31.49	-8.81	-9.35	0.00	14.10	8.75	6.53	0.82	
SISMO Y-Y														
PSy(Ton)	=	1.67	+/+	1.88	6.36	20.01	-2.63	13.32	0.00	14.74	5.56	6.82	0.82	
VSy(Ton)	=	2.63	U3 +/-	-0.33	6.36	20.49	-5.33	13.32	0.00	16.19	5.69	7.50	0.82	
MSx(T.m) SUP	=	12.28	YY +/-	1.88	-1.00	15.34	-2.63	-10.56	0.00	11.98	4.26	5.54	0.82	1%
MSx INFERIOR	=	8.53	-/-	-0.33	-1.00	15.82	-5.33	-10.56	0.00	13.43	4.39	6.22	0.82	
SOBREPESO	=	4.89												
Suaa PG	=	29.86	U1(D+L)	1.94	6.71	44.79	-9.95	3.45	11.80	0.00	12.44	5.46	0.82	

4.2.1 DETERMINACIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL.

A partir de la información generada por los programas obtenemos una serie de (P_u/Ag) y respectivamente (M_u/Ag) , utilizando los diagramas de interacción de columnas se obtiene el porcentaje de acero.

Ejemplo: Columna 3-M 1er. Nivel.

Cuerpo I ejes 3 y M columna 3M 1º Nivel

Ver cuadro 4.8-A

sección 60 x 60

$$A_{smin} = P_{min} bh = 18.0 \text{ cm}^2$$

Cabeza Superior: = 1.0 % $A_s = P * b * h$

$$A_s = 0.01 * 60 * 60 = 36 \text{ cm}^2 > A_{smin}$$

Cabeza Inferior: = 1.4% $A_s = 0.014 * 6 * 60 = 50.4 \text{ cm}^2$

Columna 3-M, sección 60 x 60 2o. Nivel y 3er. Nivel.

Cabeza Superior e Inferior: = 1.0% $A_s = 0.01 * 60 * 60 = 36 \text{ cm}^2$

4.2.2 REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS.

El refuerzo transversal en columnas se distinguirán por las zonas siguientes: zona confinada, intermedia y no confinada. La zona confinada se localiza en los extremos de la columna no menor que. Según ACI 318-89 sección 21.4.4.4.

a) La mayor dimensión de la columna

b) $1/6$ del claro libre del elemento

c) 45 cms.

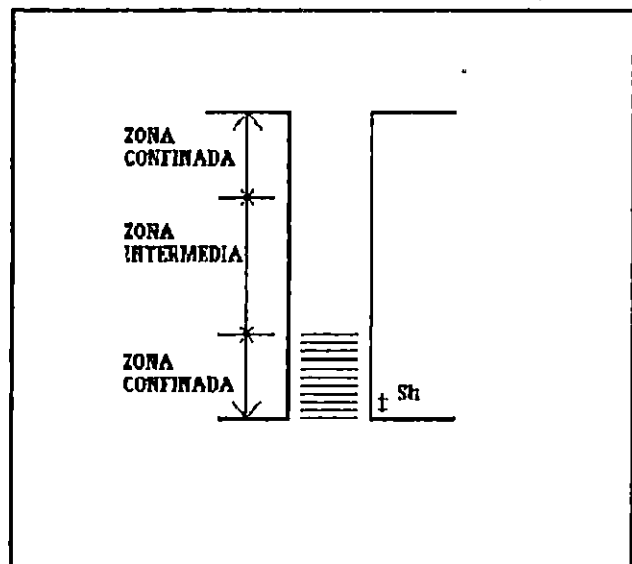


fig. 4.12

La separación del refuerzo transversal no debe exceder de:

a) La cuarta parte de la menor dimensión del elemento

b) ni de 10 cms.

La separación del refuerzo transversal en zona intermedia no debe de ser mayor que:

a) 48 diámetros de la barra del estribo

b) La mitad de la menor dimensión de la columna

A continuación se hace el análisis de la columna 3-M para determinar el refuerzo transversal:

1er. Nivel xx:

b= 60 cms d= 44 cms. Vux= 10.03 ton.

$$\phi V_c = 0.53 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{210} \cdot 60 \cdot 44 = 17.23 \text{ ton.} > 10.03 \text{ ton.}$$

No requiere est.

Separación en Confinamiento:

S= b/4, o 10 cms 10 cms. ok

Estribo fuera de confinamiento:

S= 48 ϕ de la varilla o b/2 30 cms. ok.

Según ACI 318-89 establece $S_{max} = 12db = 12(1.905) = 22.86$

Usar S = 20 cms Ok

Requisitos de confinamiento en la zona confinada

$$A_{sn} \geq 0.3 S_h \sqrt{f'_c} / f_y (A_g / A_c - 1)$$

$$A_{sn} \geq 0.09 S_h \sqrt{f'_c} / f_y$$

$$\text{asumiendo } S_z = 10 \text{ cms. } A_g = (60-8) \times (60-8) = 2704 \text{ cms}^2$$

$$A_{sh} = 0.3 \times 10 \times 210 / 2800 \times 52 (60^2 / 52 \times 52 - 1) = 3.58 \text{ cm}^2$$

(RIGE)

$$A_{sh} = 0.09 \times 10 \times 210 / 2800 \times 52 \quad A_{sh} = 3.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{nest.}} = 4(1.27) = 5.08 \text{ cm}^2 \quad A_{sn} > A_{sh} \text{ Ok}$$

Usar 2 estribo # 4 en ambas dirección.

4.2.3 REVISIÓN DE CONDICIÓN COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL.

Las fallas en uniones viga columna han sido frecuentes y presentan un comportamiento general frágil; para evitarlas es necesario diseñar estas uniones para que tengan una resistencia superior a los miembros que conectan, de manera que estas puedan desarrollar toda su capacidad.

Tres aspectos pueden llegar a ser críticos en una unión viga columna:

- a) El confinamiento del concreto en la zona de unión
- b) El anclaje del refuerzo
- c) La resistencia en cortante de la conexión
- a) Revisión de la capacidad máxima de la junta "viga-columna"

$$M_u = \phi M_n = \phi A_s \text{ corr.} * f_y (d - A_s \text{ max} * f_y / 1.7 F_c * b)$$

$\phi = 1$ Factor de reducción de capacidad.

donde: $\phi M_n = 28.89 \text{ ton} - \text{m}.$

JUNTA EXTERNA Intersección entre ejes 3x y My 1er. Nivel.

Para encontrar momentos nominales encontramos la fuerza axial máxima de envolvente y el $\epsilon = 1.4\%$, encontramos que:

$$M_u / A_g * h = 22.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{c1} = 22.5 (55 * 55) * 60E-5$$

$$M_{c1} = 40.84 \text{ ton-m}$$

Encontrando las rigideces relativas de la columna superior e inferior se hará la distribución de los momentos.

El ACI 318/89 Capitulo 21 sección 21.4.2.2 condición columna fuerte viga débil.

$$M_{c1} + M_{c2} \geq 1.2 M_v$$

$$47.68 + 34.98 \geq 1.2(28.89) \quad , \quad 82.66 \geq 34.80 \text{ ok.}$$

La dimensión de columna se mantiene constante a lo alto del edificio , de las gráficas de envolventes en columnas P-M

$$P_u = 120 \text{ ton y } 1.8\%$$

Encontramos $M_c = 66 \text{ ton -m}$

JUNTA INTERNA

Eje M, columna 2-M

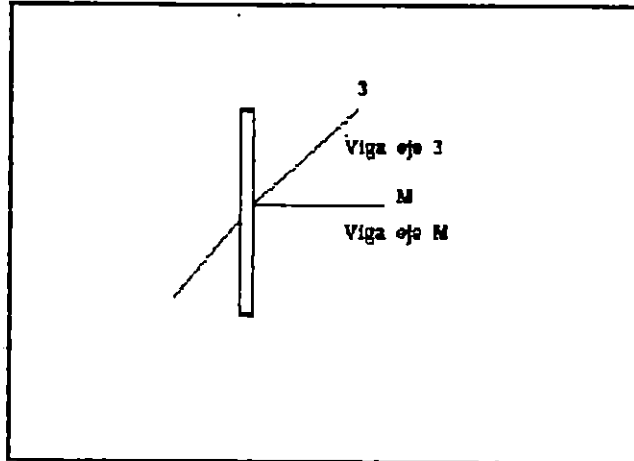
ACI 318/89 establece Cap 21.4.2.2

$$M_{c1} + M_{c2} \geq 6/5 (M_{n+} + M_{n-})$$

$$76.88 + 56.66 \geq 1.2 (34.72 + 17.36) \quad , \quad 133.54 \geq 62.50 \text{ ok.}$$

El momento nominal positivo del elemento 7 es igual a la mitad del momento nominal negativo del elemento 8 debido a que ACI 318/89 establece colocar como máximo 50% acero en lecho inferior del superior ($M_{n-} = 17.36 \text{ ton -m}$)

Revision Union Viga-Columna



Datos:

Fig. 4.13

Columna 60 x 60

Viga eje M 30x55 ref. superior 17.90 cm²
 ref. inferior 17.90 cm²

Viga eje 3x 30x50 ref. superior 15.52 cm²
 ref. inferior 15.52 cm²

FUERZA EN EL NUDO O JUNTA

Dirección Normal

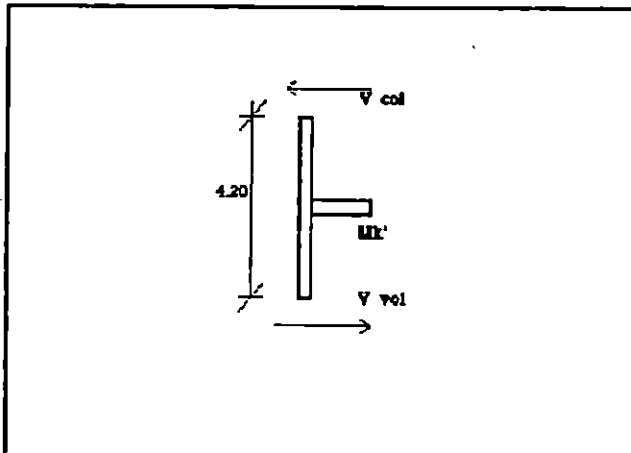


Fig. 4.14

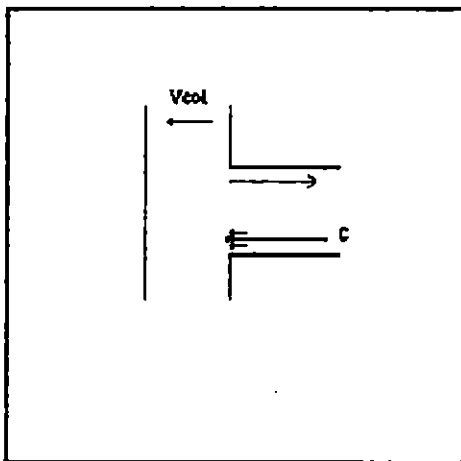
$$Mn' = As \alpha fy(d-a/2); \alpha = 1.25 \text{ (Esfuerzo rotura del acero)}$$

$$a = \frac{As \alpha fy}{0.85f'cb} = \frac{17.90 \times 1.25 \times 2800}{0.85 (210)(30)} = 11.70 \text{ cm}$$

$$Mn' = 17.90 \times 1.25 (2800)(49 - \underline{11.70})$$

$$Mn' = 27.03 \text{ ton-m}$$

$$V_{col} = Mn' / 3.60 = 27.03 / 3.60 = 7.51 \text{ ton.}$$



$$T = As \alpha Fy = 17.90(125)(2800)$$

$$T = 62.65 \text{ ton.}$$

Fig. 4.15

$$Vu = T - Vcol = 62.65 - 7.51$$

$$Vu = 55.14 \text{ ton.}$$

RESISTENCIA AL CORTANTE DE LA JUNTA.

$$bj = (bo+b1)/2 <$$

$$= (30+55)/2 = 42.5 \text{ cms.}$$

$$Vn = 4\sqrt{f'c} A_j \text{ Junta no confinada}$$

$$= 4\sqrt{210}(42.5 \text{ cm} \times 55)$$

$$Vn = 135.5 \text{ ton.}$$

$$\phi Vn = 0.85 \times 135.5$$

$$\phi Vn = 115.7 \text{ ton.} > Vu = 55.14 \text{ ok.}$$

DIRECCION DE LA VIGA DE BORDE

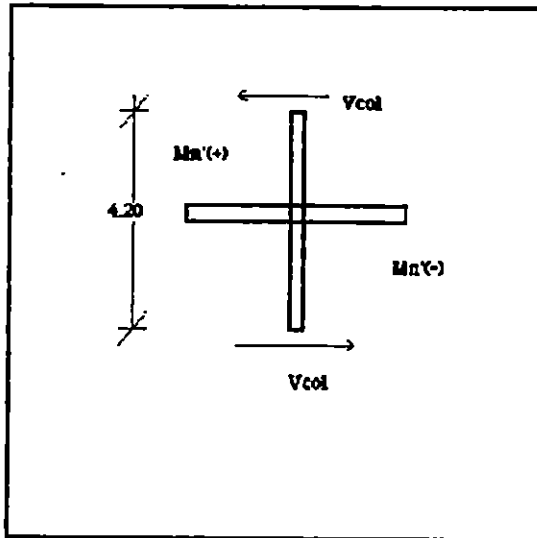


Fig. 4.16

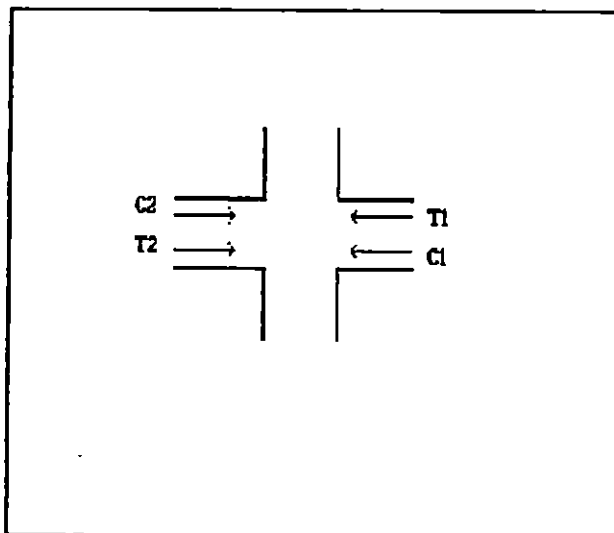
$$Mn'(-) = As1 \alpha fy(d-a/2)$$

$$a = \frac{As1 fv}{0.85f'cb} = \frac{15.52 \times 1.25 \times 2800}{0.85(210)(30)} = 10.14$$

$$M'n(-) = 15.52 \times 1.25 (2800) \left(49 - \frac{10.14}{2}\right)$$

$$Mn(-) = 23.86 \text{ ton-m} \quad Mn(+) = 23.86 \text{ ton-m.}$$

$$Vcol = \frac{(Mn'(-) + Mn'(+))}{4.20} = 11.36 \text{ ton.}$$



$$T1 = 15.52(1.25)(2800)$$

$$T1 = 54.320 \text{ Tom}$$

Fig. 4.17

$$V_u = T1 + C2 - V_{col} = 54.32 + 54.32 - 11.36$$

$$V_u = 97.28 \text{ ton.}$$

$$b_j = (30 \times 55)/2 = 42.50 \text{ cms.}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 47210 \times 42.5 \times 55 \times 10^{-3}$$

$$\phi V_n = 115.17 \text{ ton.} > V_u \text{ ok.}$$

4.2.4 REVISION DE ESBELTEZ EN COLUMNAS:

Una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en relación con su longitud. El grado de esbeltez se expresa en términos de la relación de esbeltez: Kl_u/r .

donde: K es el factor de longitud efectiva que depende de las condiciones de los extremos de las columnas y del contraventeo para quitar el desplazamiento lateral, r es el radio de giro de la sección transversal de la columna.

Suponiendo que Kl_u/r es menor que 60

$$I_{col.} = 1/12 * b * h^3 = 1080000 \text{ cm}^4.$$

$$1/2 I_v = 0.5 (1/12 * 30 * 55^3) = 5,199,218.8 \text{ cm}^4.$$

$$= \Sigma(EI/lu)_{col.} / \Sigma(EI/ln)_v$$

$$= 0.32 \qquad \qquad \qquad = 0.46$$

$$= (0.32 + 0.46) / 2 = 0.39 \text{ pero debe ser } \geq 2.$$

$$K = 0.9 * \sqrt{1 + m} = 1.06$$

Comprobación: $Kl_u/r = 1.06 * 300 / 18 = 17.68 < 22 \text{ ok.}$

Se desprecia efectos de esbeltez.

Para encontrar el area de acero longitudinal y transversal en las columnas nos auxiliamos de las hojas electronicas (cuadro 4.8-a y 4.8-b),el cual se obtiene introduciendo los siguientes datos:

-Ubicacion de la columna.

-Nivel No.

-Factores Fu_1, Fu_2, Fu_3, Fu_4 (factores de diseno para combinaciones de gravedad y sismo).

-Seccion de columna

-Peso volumetrico del concreto.

P = Carga Axial

V = Cortante

$M(\text{sup})$ =Momento superior en la columna

$M(\text{inf})$ =Momento inferior en la columna

$P, V, M(\text{sup})$ Y $M(\text{inf})$ son tanto para gravedad y sismo en las direcciones X e Y.

Luego de introducidos estos datos la hoja electronica nos da los resultados siguientes:

-Valores para diseno ($V_{ux}, V_{uy}, P_u, M_{uy}, M_{ux}$)

Momentos Monoaxiales Equivalentes (M_{oy}, M_{ox})

P_u/Ag y $M_u/Ag.h$ Valores que se plantean en los diagramas de interaccion de columnas (ver cuadro No. 4.8-C)

Con lo que se obtiene los porcentajes de acero de las diferentes combinaciones tanto para nudo superior como nudo inferior de la columna.

CUADRO RESUMEN DE COLUMNAS

Diagrama de cilo cuadro

CUADRO N. 4.11

Ubicación Columna	Dimensiones		Axial Pulsos	Corriente		Momento			CUADRO II	
	X(m)	Y(m)		Vx	Vy	Mx	My	K	Acero Necesario (cm ²)	Acero proporc. (cm ²)
4N-1	0.60	0.60	88.52	-2.73	-9.11	-10.79	-28.22	1.00	50.70	10#8
4N-2	0.60	0.60	47.46	4.31	-8.34	8.94	-32.34	1.40	50.70	10#8
5N-1	0.60	0.60	70.84	9.18	-1.95	31.75	-9.98	1.60	60.84	12#8
5N-2	0.60	0.60	66.70	-4.81	-0.31	15.29	-34.23	1.60	60.84	12#8
4O-1	0.60	0.60	71.97	-10.30	-3.96	-29.71	-9.56	1.20	50.70	10#8
4O-2	0.60	0.60	72.70	-8.63	-10.72	-32.72	9.29	1.40	50.70	10#8
5O-1	0.60	0.60	70.69	-6.70	-10.72	-32.72	-6.54	1.30	50.70	10#8
5O-2	0.60	0.60	69.48	8.06	-0.44	35.10	-9.06	2.50	91.26	18#8
4K-1	0.60	0.60	58.71	10.54	3.35	34.03	10.24	1.60	60.84	12#8
4K-2	0.60	0.60	63.66	5.02	1.54	-16.39	22.19	1.40	50.70	10#8
5K-1	0.60	0.60	48.40	6.74	3.03	-34.44	9.32	1.80	66.54	12#8,2#6
5K-2	0.60	0.60	66.28	9.36	7.47	7.58	28.35	1.20	50.70	10#8

UNIVERSIDAD DE EL SALVA Fac. de Ing. y Arq. Escuela de Ing. Civil Departamento de Diseño	TRABAJO DE GRADUACION Diseño Estructural del Edificio Residencia de Mujeres Universitarias de la U.E.S	COORDINADOR: Ing. Rodolfo Nosiglia Durán ASESOR EXTERNO: Ing. Victor Manuel Figueroa Morán	DESARROLADO: Rodolfo Augusto García Portal César Yoalmo Cabeza Torres Walter Arquímedes Iglesias Avalos
---	---	---	--

1050

CUADRO RESUMEN DE COLUMNAS

CUERPO V

CUADRO 4-12

Ubicación Columna	Dimensiones		Eje Pulsio	Cortante		Momento			Acero Necesario (cm ²)	Acero propor. (cm ²)
	X(m)	Y(m)		V _x	V _y	M _x	M _y	* _x		
F-11:(1)	50.00		69.09	-3.83	1.23	2.55	-10.00	1.00	19.63	6#7
F-11:(2)	50.00		45.05	-0.43	3.25	6.47	-2.20	1.00	19.63	6#7
F-12:(1)	50.00		28.76	-0.82	-4.93	-12.15	-2.21	1.50	29.45	6#8
F-12:(2)	50.00		38.61	1.24	-4.30	-8.64	2.42	1.00	19.63	6#7
F-10:(1)	50.00		56.30	-1.65	-5.19	-17.36	-4.72	2.50	49.09	10#8
F-10:(2)	50.00		34.49	0.01	-0.70	-16.04	-3.02	2.30	45.16	10#8
F-10:(1)	50.00		43.95	0.61	-0.91	-9.89	-1.97	1.00	19.63	6#7
F-10:(2)	50.00		55.46	-0.26	-4.40	-11.61	-1.88	1.00	19.63	6#7
G:(1)	50.00		49.11	0.00	4.51	11.00	0.00	1.20	23.56	6#7
G:(2)	50.00		40.20	0.00	5.91	13.43	0.00	1.30	23.58	6#7
F-12:(1)	50.00		72.31	-2.52	-0.77	-1.89	-6.44	1.00	19.63	6#7
F-12:(2)	50.00		49.33	-0.46	-1.68	-1.00	-3.57	1.00	19.63	6#7

10:6

UNIVERSIDAD DE EL SALVA Fac. de Ing. y Arq. Escuela de Ing. Civil Departamento de Diseño	TRABAJO DE GRADUACION Diseño Estructural del Edificio Residencia de Mujeres Universitarias de la U.E.S	COORDINADOR: Ing. Rodolfo Nosiglia Durán ASESOR EXTERNO: Ing. Victor Manuel Figueroa Morán	DESARROLLADO: Rodolfo Augusto García Portal César Yoalmo Cabeza Torres Walter Arquímedes Iglesias Avalos
---	---	---	---

CUADRO RESUMEN DE CLIMAS

CUADRO I

CUADRO 4-13

Muestra Columna	Temperatura (°C)		Axial Pulsos	Caudal m/s		Mostrando			Humedad (%)	Aire purgado (m³)
	Máx	Mín		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx		
1-O	60.00	60.00	47.58	2.97	3.56	-25.81	-7.39	1.30	46.80	10#8
1-N	60.00	60.00	53.08	2.63	6.00	-14.89	-6.88	1.00	36.00	8#8
1-M	60.00	60.00	70.14	2.37	8.27	-25.87	-6.52	1.30	46.80	10#8
1-I	60.00	60.00	60.29	2.79	6.02	-17.10	-7.10	1.30	46.80	10#8
1-G	60.00	60.00	64.14	-2.69	6.18	-16.79	8.02	1.20	43.20	10#8
2-O	60.00	60.00	69.53	3.80	-8.48	25.27	-8.98	1.40	50.40	10#8
2-N	60.00	60.00	94.15	-2.09	-5.60	16.04	6.99	1.20	43.20	10#8
2-M	60.00	60.00	95.92	-2.44	-8.10	25.16	7.49	1.40	50.40	10#8
2-I	60.00	60.00	97.47	9.54	-1.05	4.01	-25.51	1.30	46.80	10#8
2-G	60.00	60.00	82.85	-10.61	-1.18	4.02	27.99	1.30	46.80	10#8
3-O	60.00	60.00	50.26	8.19	-3.48	8.92	-24.65	1.40	50.40	10#8
3-N	60.00	60.00	49.95	-3.13	-6.54	17.32	9.80	1.40	50.40	10#8
3-M	60.00	60.00	53.91	3.32	8.91	29.45	-5.31	1.40	50.40	10#8
3-I	60.00	60.00	61.50	-3.11	-6.67	17.63	9.72	1.40	50.40	10#8
3-G	60.00	60.00	74.92	-7.27	-3.02	6.40	25.45	1.30	46.80	10#8

UNIVERSIDAD DE EL SALVA Faa. de Ing. y Arq. Escuela de Ing. Civil Departamento de Diseño	TRABAJO DE GRADUACION Diseño Estructural del Edificio Residencial de Mujeres Universitarias de la U.E.S	COORDINADOR: Ing. Rodolfo Nosiglia Durán	DESARROLLADO: Rodolfo Augusto Garza Portal César Yoalmo Cabeza Torres Walter Argumedeas Iglesias Ávalos
		ASESOR EXTERNO: Ing. Víctor Manuel Figueroa Morán	

CUADRO RESUMEN DE CUMULAS

CUADRO 4-14

CUERPO I

Nivel de Carrera	Deducciones		Salida (Puntaje)	Cortajes		Movimiento			Años Residencia (años)	Años Explotación (años)
	(1979)	(1980)		Vx	Vy	Mx	My	Vz		
1-O	60,00	60,00	26,73	-2,74	6,83	-9,70	-4,12	1,00	36,00	8#3
1-M	60,00	60,00	26,83	2,80	4,67	-7,06	-2,67	1,00	36,00	8#3
1-M	60,00	60,00	43,85	2,92	6,21	-8,64	-1,91	1,00	36,00	8#3
1-I	60,00	60,00	31,51	2,17	5,12	-7,90	-3,31	1,00	36,00	8#3
1-G	60,00	60,00	35,87	-0,61	4,20	-6,02	2,10	1,00	36,00	8#3
2-O	60,00	60,00	31,33	5,81	11,61	-17,84	-8,13	1,20	43,20	8#3
2-N	60,00	60,00	49,46	-1,80	-3,40	5,29	2,77	1,00	36,00	8#3
2-M	60,00	60,00	49,11	-3,05	-5,17	7,46	4,00	1,20	43,20	8#3
2-I	60,00	60,00	47,16	4,57	8,62	5,64	-7,26	1,00	36,00	8#3
2-G	60,00	60,00	40,71	-0,87	0,82	-1,34	16,39	1,10	39,60	8#3
3-O	60,00	60,00	31,13	4,62	-5,37	7,64	-3,41	1,00	36,00	8#3
3-N	60,00	60,00	27,19	-3,53	-6,57	9,65	5,22	1,00	36,00	8#3
3-M	60,00	60,00	36,17	0,35	8,71	14,53	-8,81	1,00	36,00	8#3
3-I	60,00	60,00	36,80	-3,64	-7,27	10,86	5,79	1,10	39,60	8#3
3-G	60,00	60,00	42,57	-1,05	-4,53	6,52	0,54	1,00	36,00	8#3

UNIVERSIDAD DE EL SALVA Fac. de Ing. y Arq. Escuela de Ing. Civil Departamento de Diseño	TRABAJO DE GRADUACION Diseño Estructural del Edificio Residencia de Mujeres Universitarias de la U.S.S	COORDINADOR: Ing. Rodolfo Mosigla Durán	DESARROLLADO: Rodolfo Augusto García Portal César Yoalmo Cabeza Torres Walter Arquímedes Iglesias Avalos
ASESOR EXTERNO: Ing. Victor Manuel Figueroa Morán			

4.3 ANALISIS DE ZAPATAS

4.3.1 ANALISIS DE RESULTADOS DEL SUB SUELO PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS.

- a- Se reviso el cuadro resumen de los diferentes "N" para los ocho sondeos SPT (Anexo estudio de suelo). Apartir de la cota de desplante propuesta: $D_f=1.5$ mts.
- b- Se encontraron los factores capacidad de carga (N_q, N_r) para falla local de la fig. 4.18 y se elaboro un cuadro 4.16 desde $N=1$ hasta $N=55$ golpes para obtener la capacidad de carga las diferentes profundidades. A continuacion se presenta tres tipos de zapatas cuadradas.
- c- La cimentacion estara ubicada $D_f=1.5$ mts y cuando sea necesario la recuperacion de la capacidad de carga segun cuadro 4.15 donde presenta la disipación por altura, se habra de restituir maximo 1.5 mts dejando la ultima capa de suelo cemento; que sirve como un disipador de carga, para esto se analizo la fig. 4.19-b Boussinesq hasta profundidad "B" que resulta.

CUADRO 4.15

B	q	B(mts)	qadm(ton/m)
0*B	q*1.0	0.00	17.4
B/4	q*0.9	0.63	15.66
B/3	q*0.8	0.83	13.92
B/2	q*0.7	1.25	12.18
2B/3	q*0.6	1.67	10.44
3B/4	q*0.5	1.88	8.70
B	q*0.4	2.50	6.96

*nota este es ejemplo de la zapata M3

- d- Se toma un ejemplo del eje M3 llevando el sistema de carga en ambas direcciones (X,Y) de tal manera que da la capacidad de carga de contacto (q_c) y cumpliendo los literales anteriores, se procede al diseño de las zapatas cuadradas.

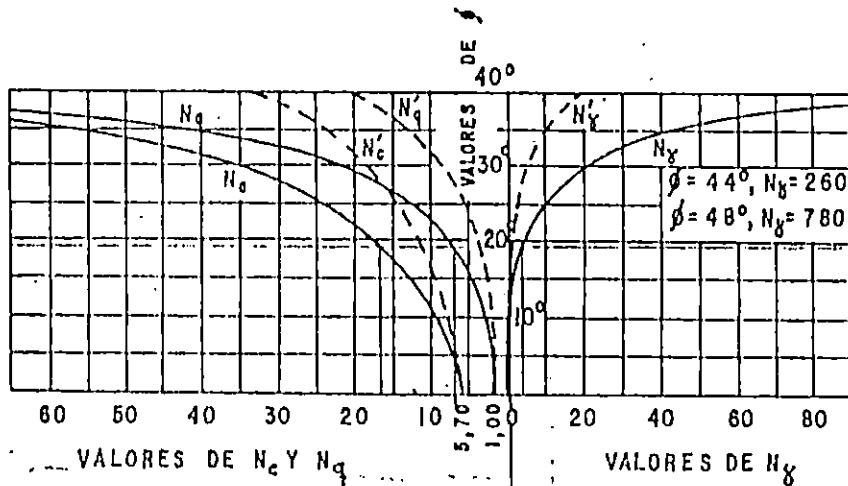
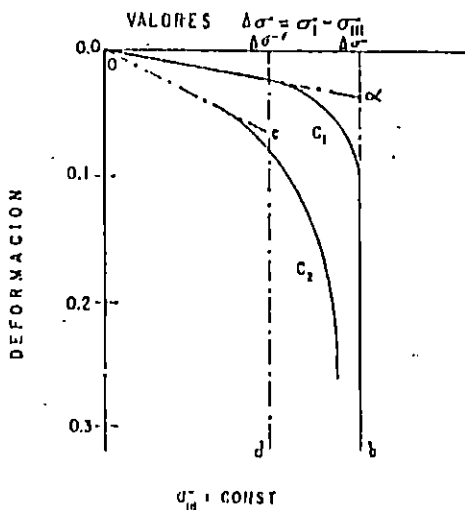


FIG. VII-8. Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi

se amplían hasta los puntos E y E' , en tal forma que, en el instante de la falla, toda la longitud de la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite. Sin embargo, en materiales arenosos sueltos o arcillosos blandos, con curva esfuerzo-deformación como la C_2 de la fig. VII-9, en la cual la deformación crece mucho para cargas próximas a la de falla, Terzaghi considera que al penetrar el cimiento no logra desarrollarse el estado plástico hasta puntos tan lejanos como los E y E' , sino que la falla ocurre antes, a carga menor, por haberse alcanzado un nivel de asentamiento en el cimiento que, para fines prácticos, equivale a la falla del mismo. Este último tipo de falla es denominado por Terzaghi *local*, en contraposición de la falla en desarrollo completo del mecanismo atrás expuesto, a la que llama *general*.



Curvas de esfuerzo deformación típicas para mecanismo de falla general (1) y local (2), según Terzaghi

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA (CON COEFICIENTES DE SEGURIDAD)					
# DE GOLPE N	grat. faja local	fs=3 N'r	Df=1.5	r=1.8 T/m ³	zc=0.4
	Terzaghi N'q		B=2.0 m qadm.1	B=2.5 m qadm.2	B=2.75 m qadm.3
5	5.00	2.00	5.46	5.70	5.82
6	5.33	2.33	5.92	6.20	6.33
7	5.66	2.66	6.37	6.69	6.85
8	6.00	3.00	6.84	7.20	7.38
9	6.50	3.50	7.53	7.95	8.16
10	7.00	4.00	8.22	8.70	8.94
11	7.50	4.50	8.91	9.45	9.72
12	8.00	5.00	9.60	10.20	10.50
13	8.25	5.25	9.95	10.58	10.89
14	8.50	5.50	10.29	10.95	11.28
15	8.75	5.75	10.64	11.33	11.67
16	9.00	6.00	10.98	11.70	12.06
17	9.25	6.25	11.33	12.08	12.45
18	9.50	6.50	11.67	12.45	12.84
19	9.75	6.75	12.02	12.83	13.23
20	10.00	7.00	12.36	13.20	13.62
21	10.17	7.17	12.59	13.46	13.89
22	10.33	7.33	12.82	13.70	14.13
23	10.50	7.50	13.05	13.95	14.40
24	10.66	7.66	13.27	14.19	14.65
25	10.83	7.83	13.51	14.45	14.91
26	11.00	8.00	13.74	14.70	15.18
27	11.14	8.14	13.93	14.91	15.40
28	11.28	8.28	14.13	15.12	15.62
29	11.43	8.43	14.33	15.35	15.85
30	11.57	8.57	14.53	15.56	16.07
31	11.71	8.71	14.72	15.77	16.29
32	11.86	8.86	14.93	15.99	16.52
33	12.00	9.00	15.12	16.20	16.74
34	12.14	9.14	15.31	16.41	16.96
35	12.28	9.28	15.51	16.62	17.18
36	12.43	9.43	15.71	16.85	17.41
37	12.57	9.57	15.91	17.06	17.63
38	12.71	9.71	16.10	17.27	17.85
39	12.86	9.86	16.31	17.49	18.08
40	13.00	10.00	16.50	17.70	18.30
41	13.17	10.13	16.72	17.93	18.54
42	13.33	10.33	16.96	18.20	18.81
43	13.50	10.50	17.19	18.45	19.08
44	13.66	10.66	17.41	18.69	19.33
45	13.83	10.83	17.65	18.95	19.59
46	14.00	11.00	17.88	19.20	19.86
47	14.11	11.11	18.03	19.37	20.03
48	14.22	11.22	18.18	19.53	20.20
49	14.33	11.33	18.34	19.70	20.37
50	14.44	11.44	18.49	19.86	20.55
51	14.55	11.55	18.64	20.03	20.72
52	14.66	11.66	18.79	20.19	20.89
53	14.77	11.77	18.94	20.36	21.06
54	14.88	11.88	19.09	20.52	21.23
55	15.00	12.00	19.26	20.70	21.42

CUADROS DE CAPACIDAD DE CARGA EXISTENTE.

PARA DIFERENTES FASES CUADRADAS

CUADROS 4. 17

DATOS: Df=1.5 mts. B=2.75 mts. F.S.=3.0

Prof	s1	s2	s3	s4	s5	s6	s7	s8
2.0	10.89	13.62	13.23	17.18	18.30	17.41	18.81	15.2
2.5	13.62	12.84	14.65	17.41	17.85	18.81	21.23	17.0
3.0	16.07	16.07	14.40	17.63	15.85	18.54	21.42	16.1
3.5	16.29	15.18	19.33	16.52	15.85	18.08	18.30	15.9
4.0	16.52	12.84	20.55	15.85	15.85	17.41	19.33	15.8

DATOS : Df=1.5 mts. B=2.6 mts. F.S.= 3.0

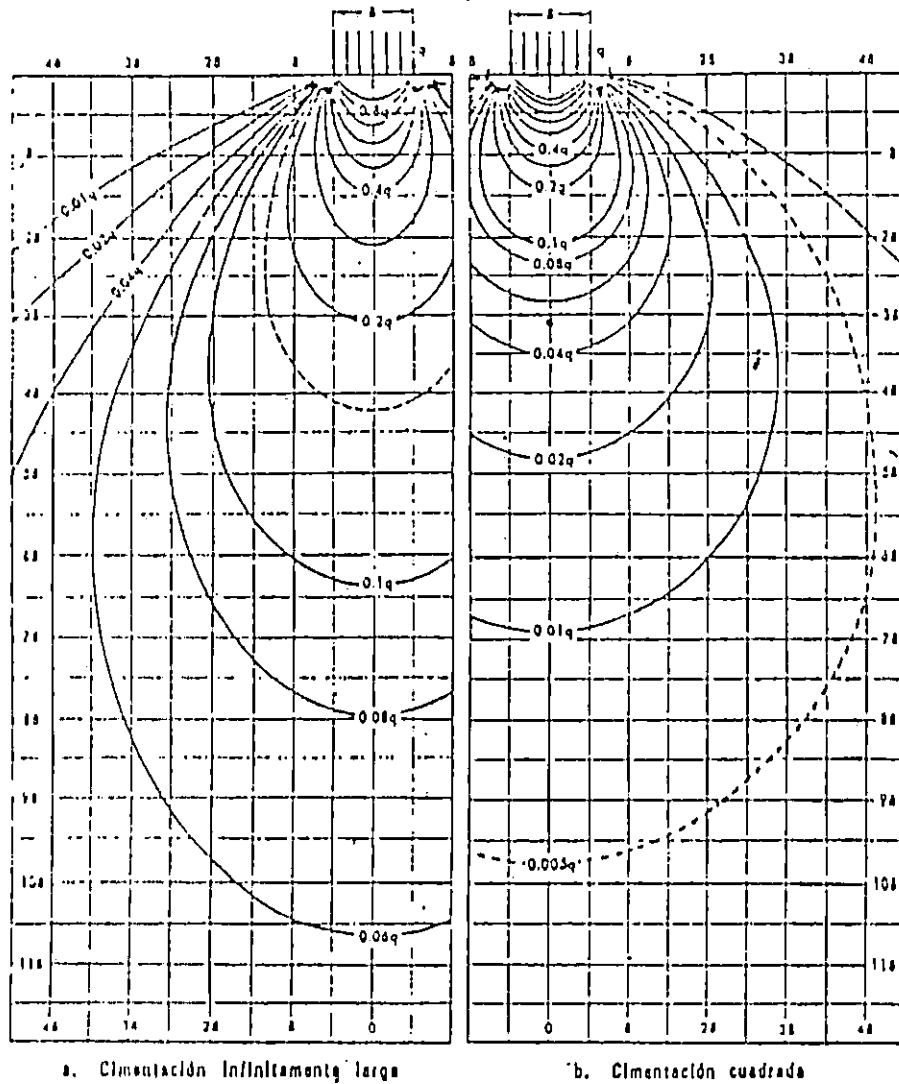
prof	s1	s2	s3	s4	s5	s6	s7	s8
2.0	10.58	13.20	12.83	16.62	17.70	16.84	18.20	14.7
2.5	13.20	12.45	14.19	16.84	17.27	18.20	20.52	16.4
3.0	15.56	15.56	13.95	17.06	15.34	17.93	20.70	15.6
3.5	15.77	14.70	18.69	15.99	15.34	17.49	17.70	15.3
4.0	16.20	12.45	19.86	15.34	15.34	16.84	18.69	15.3

DATOS : Df=1.5 mts. B=2.0 mts. F.S.=3.0

prof	s1	s2	s3	s4	s5	s6	s7	s8
2.0	9.95	12.36	12.02	15.51	16.50	15.71	16.96	13.7
2.5	12.36	11.67	13.27	15.71	16.10	16.96	19.09	15.3
3.0	14.53	14.53	13.05	15.91	14.33	16.72	19.26	14.5
3.5	14.72	13.74	17.41	14.93	14.33	16.31	16.50	14.3
4.0	15.31	11.67	18.49	14.33	14.33	15.71	17.41	14.3

Nota : Llevara una capa de suelo cemento donde lo necesite. con un espesor (0.50 mts.)
Los datos del cuadro (metros), (toneladas/metros cuadrados).

FIGURA 4. 19



— > Líneas isobáricas de esfuerzo vertical debajo de una cimentación en un suelo semi-infinito y elástico; análisis de Boussinesq. Los esfuerzos están dados en función de la presión uniforme q , en la cimentación; las distancias y profundidades están dadas en función del ancho de la cimentación, B .

4.3.2 DISEÑO DE ZAPATA CUADRADA AISLADA EN DOS DIRECCIONES
(Considerando efectos biaxiales)

Datos : Para módulo 1 eje M-3

Df = 1.5 mts. desplante
 $r_s = 1.8$ T/m densidad del suelo
 $Z_c = 0.4$ Factor de forma
 $\sigma_{adm} = 19$ ton/m²

Para condición accidental $\sigma_u^{adm} = 25$ ton/m²
 $\sigma_{neta} = 19 - 1.5(1.8) - 0.3 = 16$ ton/m²

Sin factorar

$P_{gx} = 16.28$ ton ✓ $P_{sx} = \pm 1.44$ ton. ✓
 $M_{gx} = 1.54$ ton-m ✓ $M_{sx} = \pm 19.8$ ton-m ✓
 $P_{gy} = 30.11$ ton $P_{sy} = \pm 3.16$ ton.
 $M_{Gy} = -1.22$ ton-m ✓ $M_{sy} = \pm 18.95$ ton-m

B = 2.50 mts propuesto
 $f'_c = 210$ Kg/cm² $f_y = 2800$ Kg/cm²

DESARROLLO DEL EJEMPLO ZAPATA M-3

Sobre carga = 18.2 Ton.
 Area de cementación A = 1.2 P/σ_{neta}

$$A = 1.2 \left(\frac{16.28 + 30.11 + 18.2}{16} \right) = 4.844$$

A = 4.85 m² $L \times L = 4.85$
 $L = 2.20$ mts
 Usar $L = 2.5$ Ok

Revision para condicional gravitacional

$$P_{sz} = 2.5 \times 2.5 \times 1.5 \times 1.8$$

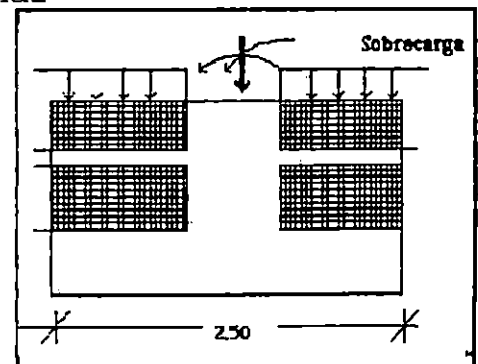
$$P_{s2} = 16.875 \text{ ton}$$

$$P = 64.59 \text{ Ton}$$

$$P_{sc} = 0.3 \times 2.5 \times 2.5$$

$$P_{sc} = 1.875 \text{ Ton}$$

$$P_t = 83.34 \text{ ton}$$



$$e_x = \frac{M_y}{PT} = \frac{-1.22}{83.34} = -0.0140 \quad \frac{e_x}{L} = -0.0058$$

$$e_y = \frac{M_x}{PT} = \frac{1.54}{83.34} = 0.01848 \quad \frac{e_y}{L} = 0.0074$$

Cae dentro del tercio medio Ok.

$$\sigma_{\max} = \frac{P_{\text{tot}}}{L^2} \left[1 + 6 \frac{e_x}{L} + 6 \frac{e_y}{L} \right]$$

$$\sigma_{\max} = \frac{83.34}{2.5^2} \left[1 + 6(-0.0058 + 0.0074) \right]$$

$$\sigma_{\max} = 13.46 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 19 \text{ T/m}^2 \text{ OK}$$

Revisión para condición accidental ✓

- 1- Dirección 100%
 2- Dirección 30%
 Se tomará la desfavorable

$$P_{\text{ton}} = 83.34 + 1.44(0.3) + 3.16 = 86.93 \text{ ton}$$

$$M_x = 1.54 + 19.8 = 21.34 \text{ ton-m}$$

$$M_y = -1.22 + 18.95(0.3) = 4.465 \text{ Ton-m}$$

$$e_x = \frac{4.465}{86.93} = 0.05136 \quad \frac{e_x}{L} = 0.0205$$

$$e_y = \frac{21.34}{86.93} = 0.295 \quad \frac{e_y}{L} = 0.0980$$

Cae dentro del tercio medio Ok

$$\sigma_{\max} = \frac{86.93}{2.5^2} \left[1 + 6(0.0205 + 0.098) \right]$$

$$\sigma_{\max} = 23.8 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 25 \text{ ton/m}^2 \text{ Ok}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATA

Condición Gravitacional (Factoradas)

$$P_u = 64.59 + 1.4(16.875 + 1.875) = 90.84$$

$$M_{ux} = 2.39 \text{ Ton-m} \quad M_{uy} = -1.89 \text{ Ton-m}$$

$$e_{ux} = \frac{-1.89}{90.84} = -0.0208 \quad \frac{e_{ux}}{L} = -0.00832267$$

$$e_{uy} = \frac{2.39}{90.84} = 0.0263 \quad \frac{e_{uy}}{L} = 0.01052$$

Cae dentro del tercio medio

$$\sigma_{u \text{ max}} = \frac{90.84}{2.5^2} [1 + 6(-0.0208 + 0.0263)]$$

$$\sigma_{u \text{ max}} = 15.01 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{u1} = 10.43 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{u2} = 14.05 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{u3} = 18.64 \text{ ton/m}^2$$

Calculo σ_{neto}

$$Ps2 = \frac{16.875 \times 1.4}{2.5^2} = 3.78 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = 11.23 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_1 = 6.65 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = 10.27 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_3 = 14.86 \text{ ton/m}^2$$

Condición Accidental Factorado

$$Pu = 0.75(90.84) + 1.4 (0.3 \times 1.44 + 3.16)$$

$$Pu = 73.16 \text{ Ton}$$

$$Mux = 0.75 (1.54) + 1.4 (19.8) = 28.88 \text{ T-m}$$

$$Muy = 0.75 (-1.22) + 1.4 (18.95 \times 0.3) = 7.04 \text{ T-m}$$

$$\sigma_{ux} = \frac{7.04}{73.16} = 0.0096$$

$$\frac{\sigma_{ux}}{L} = 0.03849$$

$$\sigma_{uy} = \frac{28.88}{73.16} = 0.39475$$

$$\frac{\sigma_{uy}}{L} = 0.1579$$

Cae dentro del tercio medio.

$$\sigma_{u \text{ max}} = \frac{90.84}{2.5^2} [1 + 6(-0.03849 + 0.1579)]$$

$$\sigma_{u \text{ max}} = 25.49 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_1 = 10.30 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = 2.08 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_3 = 20.09 \text{ ton/m}^2$$

Fatiga o preciones Netos

$$\sigma_{\text{neto}} = 0.75 (3.78) = 2.84 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{u \text{ max}} = 22.65 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_1 = 7.46 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = -0.76 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_3 = 17.25 \text{ ton/m}^2$$

Rige

REVISION POR PENETRACION

Asumiendo un espesor de losa de $h = 40$ cms

$$d_{prom} = 40.75$$

$$d_{prom} = 30.92 \text{ cms}$$

$$b_o = 2(60+d) + 2(60+1)$$

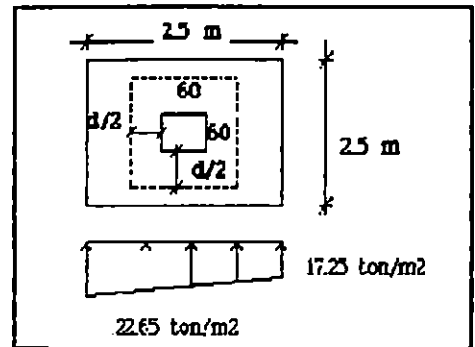
$$b_o = 363.68 \text{ cms}$$

$$\phi V_c = \phi 1.1 f_{c'} b_o d$$

$$\phi V_c = 0.851 \cdot 1.1 \cdot 210 \cdot 363.68 \cdot 30.92$$

$$\phi V_c = 152363.23$$

$$\phi V_c = 152.36 \text{ ton}$$



$$V_u = \sigma_{u_{max}} [area \text{ sombreada}]$$

$$V_u = \left(\frac{22.65 + 17.25}{2} \right) [2.5^2 - (0.9092 \cdot 0.9092)]$$

$$V_u = 108.19 \text{ ton} < \phi V_c = 152.36 \text{ ton OK}$$

CHEQUEO CORTANTE UNIDERECCIONAL

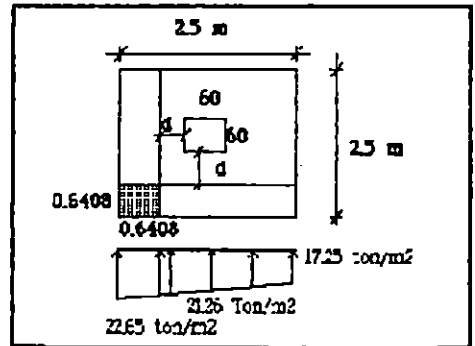
$$\phi V_c = \phi 0.53 f_{210} 1d$$

$$\phi V_c = \frac{0.850 \cdot 0.53 \cdot f_{210} \cdot 250 \cdot 30.92}{1000}$$

$$\phi V_c = 50.46 \text{ ton}$$

$$V_u = \frac{(22.65 + 21.20)}{2} (0.6408 \cdot 2.5)$$

$$V_u = 35.18$$



$$V_u < \phi V_c \text{ OK}$$

$$\frac{X}{54} = \frac{1.55}{2.5} \quad X = 3.348$$

$$M_n = (20.598 \times 2.5 \times 0.95 \times \frac{0.95}{2})$$

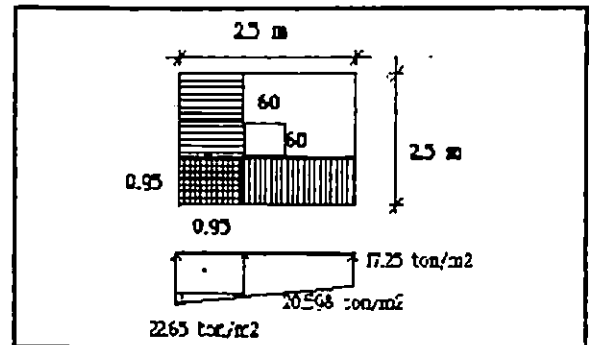
$$+ [(22.65 - 20.598) \frac{2.5 \times 0.95}{2} \times \frac{2}{3} \cdot 0.95]$$

$$Mu = 24.78 \text{ Ton-m}$$

$$\rho = \frac{14}{fy} = \frac{14}{2800} = 0.005$$

$$As_{min} = 30.92 \times 280 \times 0.005$$

$$As_{min} = 38.69 \text{ cm}^2 \text{ Rige}$$



$$As_{nec} = \frac{24.78 \times 10^5}{92800 (0.9d)} = \frac{24.78 \times 10^5}{0.8(2800)(30.92)}$$

$As_{nec} = 35.34 \text{ cm}^2$ se usará el mínimo

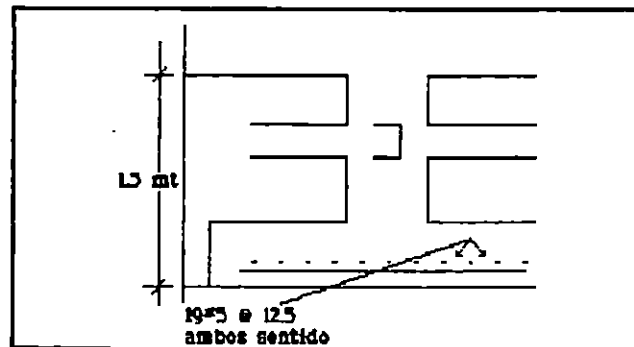
Si usamos varellas # 5 ($ab = 1.98 \text{ cm}^2$)

$$\# \text{ Varellas} = \frac{As_{diseño}}{As_{Varilla}} = \frac{38.69}{1.98} = 19.5$$

$$(\# \text{ Varillas} - 1) S + (5 \times 2) + \text{diam Varilla} = 24.5$$

$$(20 - 1) S + 10 + 1.5875 = 24.5$$

$$S = \frac{238.41}{19} = 12.5 \text{ cms}$$



CUADRO DE ZAPATAS					
TIPO	L	B	H	Hf	REFUERZO
Z-1	2.5	2.5	0.40	1.50	19#5 x 19#5 @12.5
Z-2	2.75	2.75	0.50	1.50	21#6 x 21#6 @13
Z-3	2.75	2.75	0.50	1.50	19#7 x 19#7 @16
Z-4	2.0	2.0	0.50	1.50	19#6 x 14#6 @13

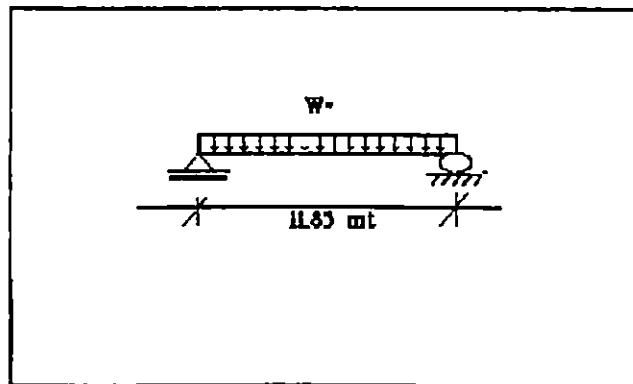
4.4 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TECHO

Cargas consideradas para análisis de techo:

Lamina zintro alum	20 kg/m ² *6.25 =	125kg/m
Cielo falso + I.E.	30 kg/m ² *6.25 =	188 kg/m
Peso polin C 6"	5.5 kg/m ² *6.25=	34.37kg/m
Peso propio de V.M.	15 kg/m ² *6.25 =	<u>93.75kg/m</u>
		D =440.62 kg/m
Carga Viva	L= 60kg/m ² *6.25 =	<u>375 kg/m</u>
		815 kg/m

4.4.1 DISEÑO DE VIGAS METALICAS

MODELO VM-1



PROYECTO : RESIDENCIA DE MUJERES UNIVERSITARIAS : CALCULO : MACOMBER.WK1
 UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR : ING. VICTOR M. FIGUEROA M.
 "SECCIONES DE ALMA ABIERTA TIPO MACOMBER" : FECHA : AGOSTO/94

DATOS GENERALES: " VIGA PRINCIPAL "		(-)	(+)
CUERDA	Ancho (cm)	PROPIEDADES	CUERDA
SUPERIOR :	12.80	(c/u)	SUPERIOR
	===== (2Ls)	Ancho (cms):	6.40
	2 1/2" x 1/4"	Area (cm ²):	7.68
		Xo (cms):	1.83
		Io x (cm ⁴):	29.14
		Ro x (cms):	1.96
		Ro z (cms):	1.24
		Peso (kg/m):	6.10
	2 1/2" x 1/4"		
CUERDA	===== (2Ls)	Area (cm ²):	15.36
INFERIOR :		Io x (cm ⁴):	58.28
	CUERDAS {	Io y (cm ⁴):	379.07
		Ro y (cms):	4.97
Hx (cms) =	50.00	Area (cm ²):	30.72
dx (cms) =	46.34	Iyy (cm ⁴):	758.14
Hy (cms) =	12.80	Ixx (cm ⁴):	16608.6
dy (cms) =	9.14	Rxx (cms):	23.25
Celosia @ =	60.00 °	Ryy (cms):	4.97
	GLOBAL {		
Peralte =>	Lx máx = 12.00 mt.		
	Ly máx = 3.07 mt.		

REVISION CAPACIDAD DE CUERDAS : F= 2530.00 (K/cm²)

TENSION : T (Kg) = 15.36 * 1518.00 = 23316.48 ... Mrx (T.m) = 10.805
 Ly (cm) = 4.97 * 240.00 = 1192.28

COMPRESION:	L (cm)	R (cm)	(KL/R)	Fa (K/cm ²)	Cc = 126.05
X-X :	53.51	1.96	27.30	1414.54	
Y-Y :	120.00	4.97	24.16	1429.25	... Fa (Ton) = 40.875
Z-Z :	53.51	1.24	43.15	1330.56	
C (Kg) =	15.36	* 1330.56	=	20437.36	... Mrx (T.m) = 9.471 << Rige !! >> ... Mry (T.m) = 1.868

REVISION CAPACIDAD DE CELOSIA : Fy= 2530.00 (K/cm²) , Cc = 126.05

Descrip.	Av (cm ²)	Rz (cm)	Lz (cm)	(KL/R) _z	Fa (K/cm ²)	Ca (kg)	Vr (Ton)
1 1/4x1/8"	1.82	0.59	53.51	90.69	992.2	1805.7	1.56
2 # 5	4.00	0.40	53.51	134.83	576.9	2307.5	2.00
2 # 4	2.54	0.32	53.51	168.53	369.2	937.7	0.81

Peso Propio (Kg/mt) = 38.00

M max = 4.13 T.m
 V max = 1.39 Ton

PROYECTO : RESIDENCIA DE MUJERES UNIVERSITARIAS : CALCULO : MACOMBER.WK1
 UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR : ING. VICTOR M. FIGUEROA M.
 "SECCIONES DE ALMA ABIERTA TIPO MACOMBER" : FECHA : AGOSTO/94

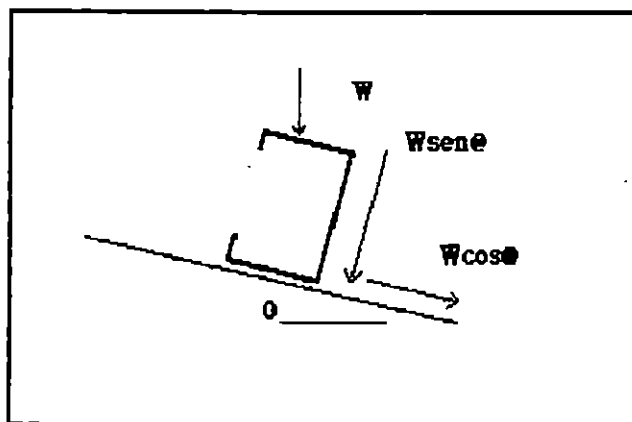
DATOS GENERALES: " VIGA DE RIGIDEZ "		(-)	(+)
CUERDA	Ancho (cm)	PROPIEDADES	CUERDA
SUPERIOR :	7.62	(c/u)	SUPERIOR
	===== (2Ls)	Ancho (cms):	3.81
	1 1/2" x 3/16"	Area (cm ²):	3.43
		Xo (cms):	1.12
		Io x (cm ⁴):	4.58
		Ro x (cms):	1.17
		Ro z (cms):	0.73
		Peso (kg/m):	2.68
	1 1/2" x 3/16"		
CUERDA	===== (2Ls)	Area (cm ²):	6.86
INFERIOR :		Io x (cm ⁴):	9.16
	CUERDAS	Io y (cm ⁴):	58.80
		Ro y (cms):	2.93
Hx (cms) =	30.00	Area (cm ²):	13.72
dx (cms) =	27.76	Iyy (cm ⁴):	117.60
Hy (cms) =	7.62	Ixx (cm ⁴):	2661.54
dy (cms) =	5.38	Rxx (cms):	13.93
Celosia @ =	60.00 °	Ryy (cms):	2.93
GLOBAL			
Peralte =>	Lx máx = 7.20 mt.		
	Ly máx = 1.83 mt.		
REVISION CAPACIDAD DE CUERDAS :	F = 2530.00 (K/cm ²)		

TENSION : T (Kg) =	6.86 * 1518.00 =	10413.48	... Mrx (T.m) =	2.891
Ly (cm) =	2.93 * 240.00 =	702.65		
COMPRESION: L (cm)	R (cm)	(KL/R)	Fa (K/cm ²)	Cc = 126.05
X-X :	32.05	1.17	27.40	1414.08
Y-Y :	625.00	2.93	213.48	230.09
Z-Z :	37.02	0.73	50.72	1285.07
				... Pa (Ton) = 3.157
C (Kg) =	6.86 * 230.09 =	1578.45	... Mrx (T.m) =	0.438
				<< Rige !! >>
			... Mry (T.m) =	0.085

REVISION CAPACIDAD DE CELOSIA : F = 2530.00 (K/cm²) , Cc = 126.05

Descripc.	Av (cm ²)	Rz (cm)	Lz (cm)	(KL/R)z	Fa (K/cm ²)	Ca (kg)	Vr (Ton)
1 1/4x1/8"	1.82	0.59	32.05	54.33	1262.2	2297.1	1.99
2 # 4	2.54	0.32	32.05	100.96	903.1	2293.9	1.99
2 # 3	1.42	0.24	32.05	134.61	578.7	821.7	0.71

4.4.2 DISEÑO DE POLIN



Se propone utilizar polin C de 6" debido a que este se acomoda mas al techo propuesto. Revisión:

Cargas Consideradas:

Lamina zintro alum	10*1.2=12 kg/m
Cielo Falso +I.E.	30*1.2=36 kg/m
Peso Propio	3.3*1 = 3.3kg/m

	D = 51.33 kg/m
Carga Viva	60*1.2=72.00 kg/m

	D+L = 123.33 kg/m

Analisis del cuerpo libre del polin dirección Y-Y.

Momento flexionante sometido:

$$M = w \cos \theta * l^2 / 8 = 135.33 \cos 3.43 * 6.25^2 / 8 = 660.79 \text{ kg-m}$$

De tablas obtenemos el modulo de sección $S_x = 1.276 \text{ in}^3$

$$S_x = 7.786 \text{ mts}^3.$$

$$f_b = M_x / S_x = 84.86 \text{ PSI}, \quad F_a = 0.6 * f_y = 21.6 \times 70.0, F_a = 1512 \text{ kg/cm}^2$$

$f_b < F_a$ ok.

Se usara Polin C de 6" a 1.2 mts.

4.4.3 DISEÑO DE TENSORES EN PLANO DE TECHO

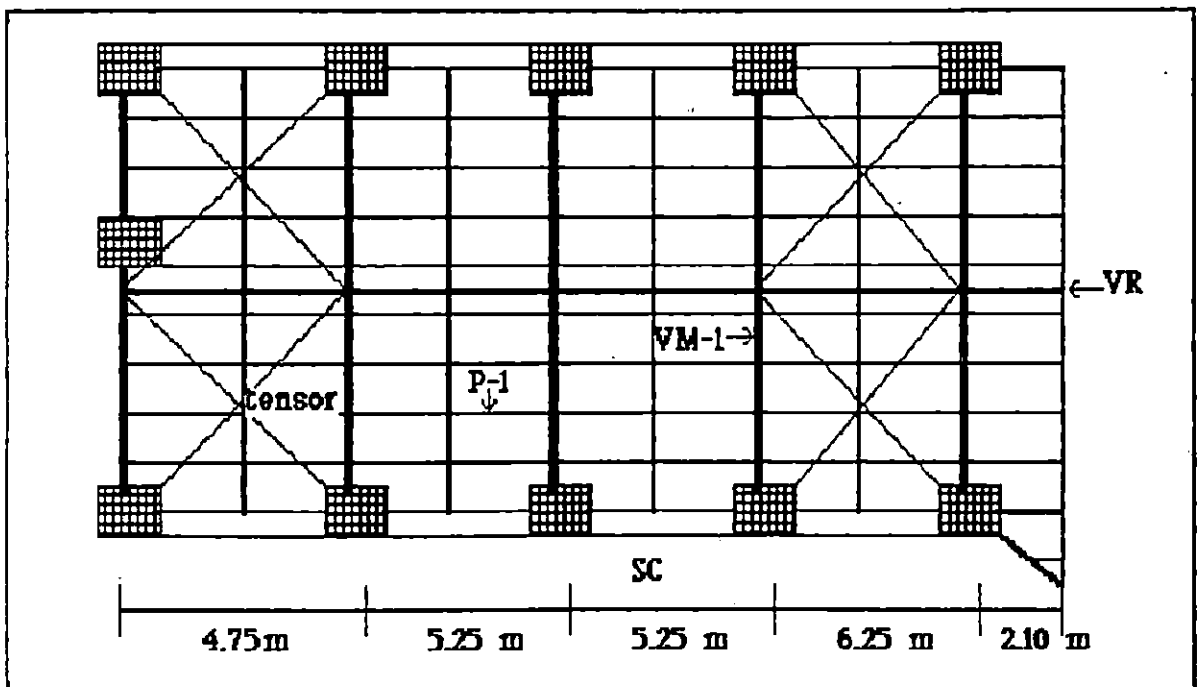


Fig. 4.22

$$\tan \theta = 12.45 / 6.25, \theta = 63.34$$

$$L = 6.225 / \sin 63.34 = 6.96 \text{ mts.}$$

$$f_s = C * I * W_{\text{techo}} = 0.45 * 1.3 * 88.189 = 51.59 \text{ ton.}$$

$$F = fs/21 = 2456.67 \cdot \text{kg}$$

$$\Sigma F = 0 \text{ entonces } 2T \text{ sen}\theta - F = 0$$

donde:

$$T = F / (2 \text{ sen}\theta) = 1374.46 \text{ kg.}$$

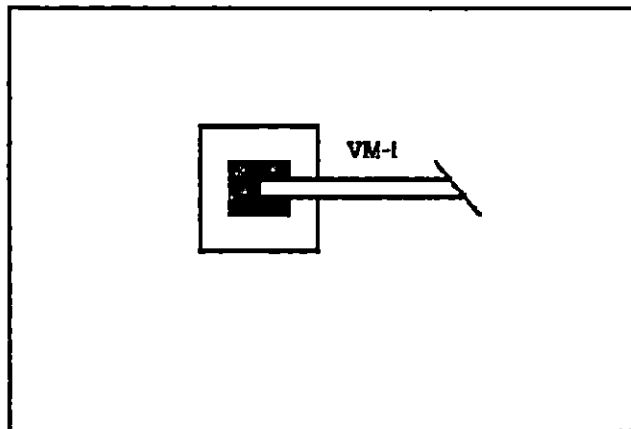
$$A_s = T / 1500 = .92 \text{ cms}^2 \quad \text{Se usara ho.de } 1/2'' \quad A = 1.27 \text{ cm}^2$$

pero no menor que:

$$\phi = L / 500 = 712 / 500 = 1.404 \text{ cm}^2$$

$$\text{El ho.de } 5/8'' \quad A = 1.98 \text{ cm}^2.$$

Diseño de Placa de Apoyo:



Revisión de Aplastamiento del Concreto:

$$R = 130 \text{ kg/m}^2 * 5.75 * 12.45 / 2 = 4663.19 \text{ kgs.}$$

$$\text{El fadm} = 0.5 f_c = 105 \text{ kg/cm}^2.$$

Area de la Placa va a ser igual: $R/f_{adm}=44.32 \text{ cm}^2$

Sección $35*35 =1225 \text{ cm}^2 > 44.32 \text{ ok.}$

Flexión en la placa:

$F_{adm} = 0.75 f_y = 1890 \text{ kg/cm}^2$

$q' = R = 4653.19 / 1225 = 3.8 \text{ kg/cm}^2$ por Cm: $q' = 3.8 * 35 = 133$

entonces $a' = 8.61 \text{ cms.}$

$f_{adm} = 6M/bt^2;$

donde: $M = q' * a'^2 / 2 = 4929.78 \text{ kg/cms.}$

$t = 0.67 \text{ cms.}$

entonces $t = 3/8''$

DISEÑO DE PERNOS:

$F_s = 4929.78 * 105 / 820 = 631.25 \text{ kg.}$

$F_{adm} = 0.40 * f_y = 0.40 * 2536.2 = 1014.48 \text{ kg/cm}^2$

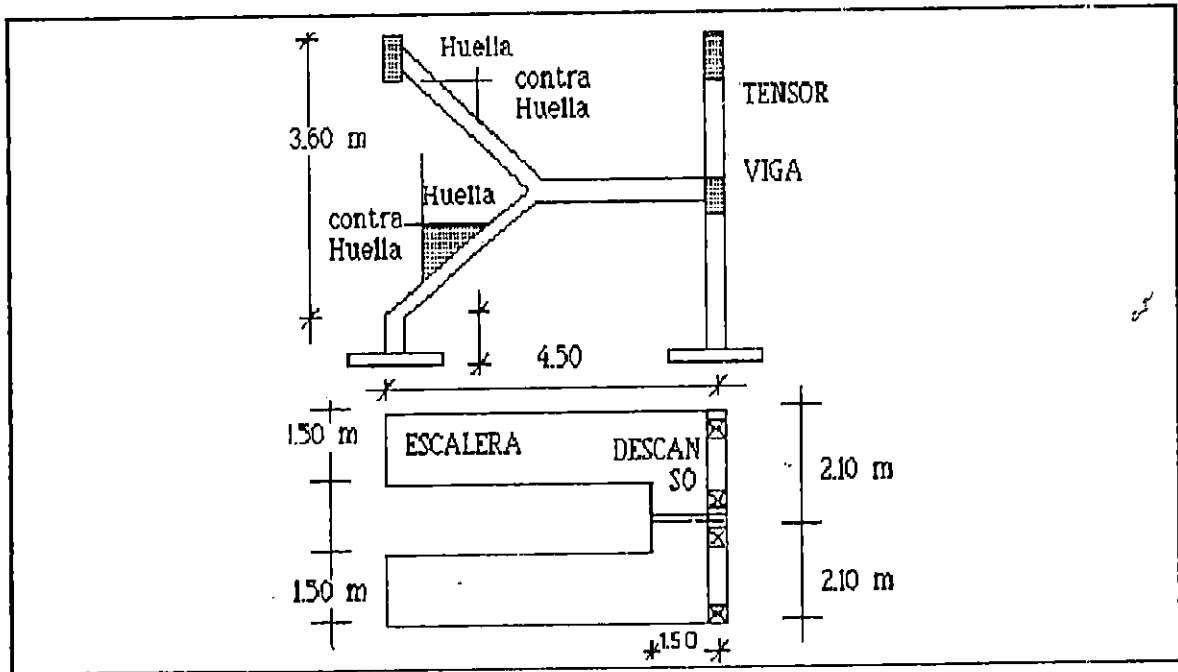
$A = 0.70 f_s / F_{adm} = 0.2488 \text{ cms.}$ Usaremos 4 pernos de 1/2

Área = $4 * 1.27 = 5.08 \text{ cm}^2.$ $L_d = A. \text{ var. } * f_y / \sqrt{f_c} = 14.72 \text{ cms.}$

$6 * d_b = 7.62 \text{ cms.}$ $4 * d_b = 5.08 \text{ cms.}$

4.5 DETALLADO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

4.5.1 DISEÑO DE ESCALERA



Espesor de Losa

$$H = \frac{l}{20} \quad H = \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cms}$$

$$H' = \frac{H}{\cos \alpha} \quad H' = \frac{22.5}{\cos 30.96} \quad H' = 26.24 \text{ cms.}$$

$$H'm = H' + \frac{\text{Contrahuella}}{2} = 26.24 + \frac{18}{2} = 35.24 \text{ cms}$$

CARGA DE DESCANSO

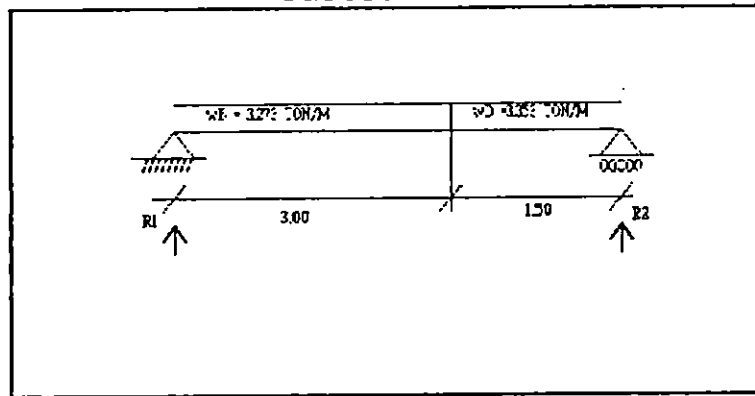
Losa 0.225 X 2400	540
Losa Adicional	20
Enladrillado	<u>120</u>
	D 680
	<u>1 350</u>
D + 1	1030

$$\text{Con factor (1.55)} = 1596.5 \text{ Kg/m}^2$$

Cargas Gradadas Factor $\frac{d+s}{d} = \frac{30 + 18}{30} = 1.60$

Losa 0.3524 X 2400	845.76
Losa Adicional	20.00
En ladrillado	<u>192.00</u>
	D 1057.76 Kg/m ²
	<u>l 350.00</u>
D + L	1407.76 Kg/m ²

Factor 2182.03



$$\sum M_1 = 0 \quad 4.5 R_2 - 300 (3.273 \times 3) - (3 + 1.5/2)(3.353 \times 1.5) = 0$$

$$R_2 = 7.46 \text{ Ton.}$$

$$\sum F_y = 0 \quad R_1 + R_2 - W_{G11} - W_{D12} = 0$$

$$R_1 = -7.46 + 3.273 \times 3 + 3.353 \times 1.5$$

$$R_1 = 7.38 \text{ Ton.}$$

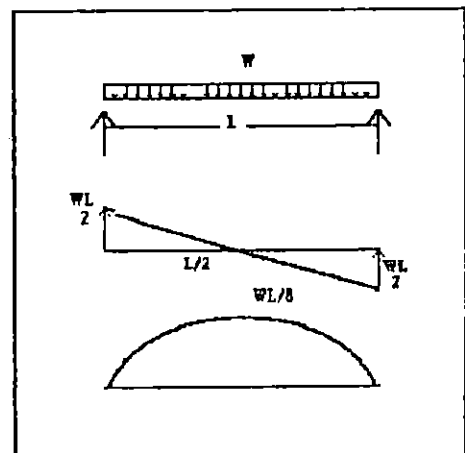
$$M_u = \frac{1}{2} \left(\frac{Wl}{2} * \frac{l}{2} \right) = \frac{Wl^2}{8}$$

$$M_u = \frac{3.313 (45)^2}{8} = 8.386 \text{ Ton-m}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^5}{0.9 * 28000 * 9d} = \frac{8.386 \times 10^5}{42893.55}$$

$$A_s = 19.55 \text{ cms}$$

$$d = 22.5 - 2 - 1.5815 = 18.9125$$



Cortante

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{F_c} b d \times 10^{-3}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} 150 \times 19.9125 \times 10^{-3}$$

$$\phi V_c = 18.52 \text{ Ton}$$

Tomando el máximo $V_u = 7.46 \text{ Ton}$.

$$\phi V_c > V_u \text{ O.K.}$$

Refuerzo por flexión

$$A_{\min} \rightarrow \geq 0.002 bh = 0.002 150 22.5 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$P_{\max} 0.75 P_b \text{ Donde } P_{\max} = 0.75 (0.03717) = 0.0278775$$

$$A_{\min} = 0.027778 * 150 * 22.5 = 94 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nec}} = 19.55 \text{ cm}^2$$

* Refuerzo por temperatura usar $A_{\min} = 6.75 \text{ cm}^2$

* En los apoyo se consideraran los momentos negativos

$$M(-) = \frac{Wl^2}{24} = \frac{3.313}{24} (4.5)^2 \quad M(-) = 2.795 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$A_s(-) = \frac{2.195 \times 10^9}{0.81 \cdot 2800 \cdot 18.9125}$$

$$A_s(-) = 6.52 \text{ cm}^2$$

Usar el $A_{\min} = 6.75 \text{ cm}^2$

$$S1 = \frac{A_{sb} (150)}{A_{\text{nec}}} = \frac{1.27(150)}{19.55} = 10 \text{ cms @ } 10\# 4$$

$$S2 = \frac{0.71 (150)}{6.75} = 15.78 \text{ cm @ } 15 \# 3$$

DISEÑO DE VIGA

Pared

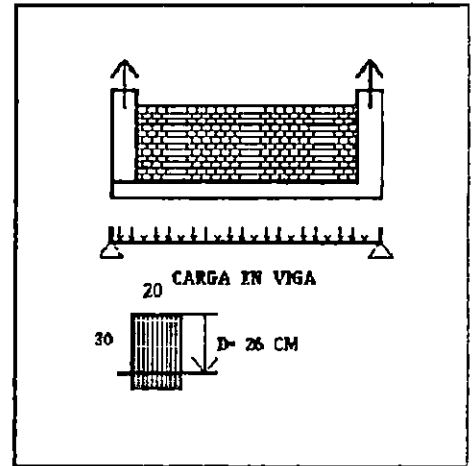
$$1.55 \text{ } 0.3 \text{ TON/M} \times 1.8 = 0.837 \text{ ton/m}$$

Carga de reacción

$$746/2.10 \text{ ton/m} = 3.55 \text{ ton/m}$$

$$\text{Propio } 0.2 \times 1.55 \times 0.3 \times 2.4 = \underline{0.233 \text{ ton/m}}$$

$$4.61 \text{ ton/m}$$



$$R3 = R4c \quad w l / 2 = 4.84 \text{ ton}$$

$$M_n = \frac{w l^2}{8} = \frac{4.61 (2.1)^2}{8}$$

$$M_n = 2.54 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{2.54 \times 10^3}{0.9 \times 2800 \times 0.9} (24)$$

$$A_s = 4.67 \text{ Cm}^2$$

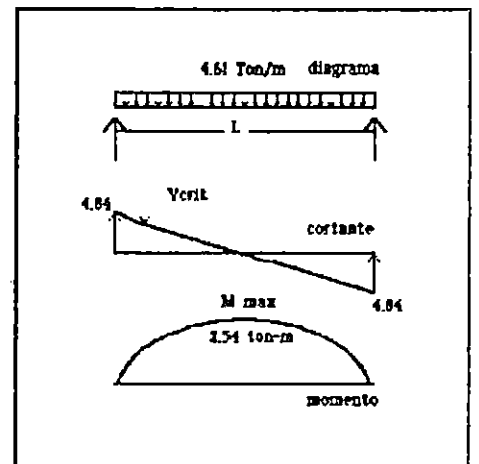
$$A_{s \text{ min}} = 0.005 (30 \times 20)$$

$$A_{s \text{ min}} = 3 \text{ Cm}^2$$

$$M(-) = \frac{w l^2}{24} = \frac{4.6 (2.1)^2}{24}$$

$$M(-) = 0.85 \text{ ton-m}$$

$$A_s (-) = 1.58 \text{ cm}^2$$



CORTANTE

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 20 \times 24 \times 10^3$$

$$\phi V_c = 3.13 \text{ ton}$$

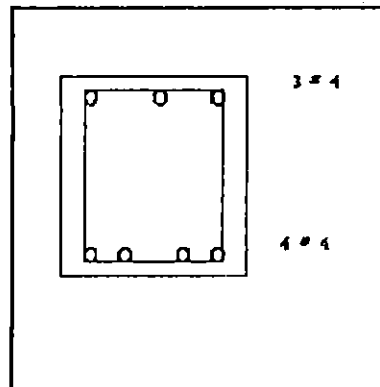
$$V_u = 2.81 \text{ ton}$$

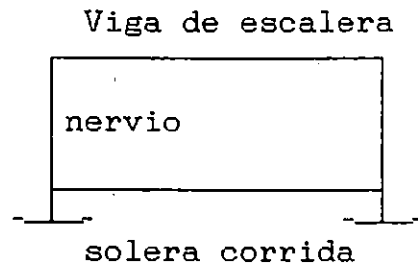
$$\phi V_c > V_u \text{ ok.}$$

$$S = \frac{A_v f_{yd}}{V_s} = \frac{1.27 \cdot 2800}{2.81} \cdot 24$$

$$S = 30 \quad d/2 = 24/2 = 12 \quad \#3@10 \text{ cm } \times /4.84 = 0.61/1/05$$

$$d/4 = 24/4 = 6 \quad \quad \quad x = 2.81 \text{ ton}$$





$$R3 = \frac{Wl}{2} = \frac{2.4(2.1)}{2} = 252 \text{ Ton.}$$

$$M = \frac{Wl}{8} = \frac{2.4(2.1)^2}{8} = 1.32 \text{ Ton - m}$$

$$As = 3.64. \text{ cm}^2 \quad 2\#5$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \sqrt{2.10} \times 20(16)10^{-3}$$

$$\phi Vc = 2.08 \text{ Ton}$$

$$Vs = 0.885 \text{ Ton}$$

$$S = \frac{1.42 (2800) 16}{885} = 71.9 \text{ Cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{16}{2} = 8 \text{ cm}$$

Solera Corrida

$$\begin{array}{l} \text{Pared} \quad 18 * 0.3 \text{ ton/m} \\ \text{Seccion} \quad \frac{0.2 * 0.2 * 2.4 \text{ Ton/m}}{0.65 \text{ Ton/m}} \end{array}$$

Cortante

$$Vu = 1.06 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 16 * 10^{-3}$$

$$\phi Vc = 2.09 \text{ Ton}$$

$$\phi Vc > Vu$$

$$As_{min} = 0.005 * 20 * 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$M = 1.55 * \frac{0.65 * 2.10^2}{8} = 0.55 \text{ ton - m}$$

$$As = 1.53 \text{ cm}^2$$

4#4 Estribo # 3 @15 cms.

Nervios

$$Mu = 1.55 (1.8) (1.06)$$

$$Mu = 2.96 \text{ ton - m}$$

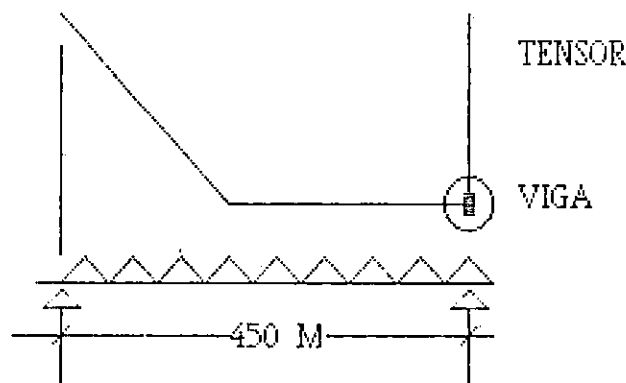
$$As = 9.32 \text{ cm}^2 \text{ Rige}$$

$$As_{min} = 0.01 * 20 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Seccion 20 x 20 Estribo # 3 @ 20 cms

4 # 6

DISEÑO DE VIGA



PROPUESTA 20K30

PARED 0.3X1.8

PESO PROPIO 0.3X0.2X2.4

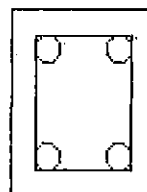
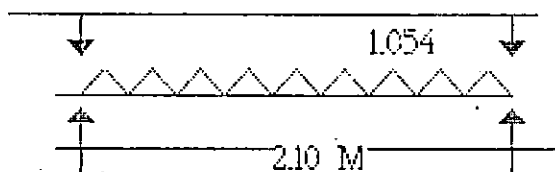
0.54 TON/M

0.14 TON/M

6.65
5.5 TON/M

0.68 TON/M *1.55

DTL 1.054 TON/M



30

5#6

Estribo #3@10 cms.

20

$$M = \frac{6.55(2.1)^2}{8} = 3.61 \text{ TON-M}$$

$$A_s = \frac{3.61 \times 10^5}{0.81 \times 2800 \times 24} = 6.64 \text{ cm}^2 \quad 3\#6$$

$$M(-) = \frac{6.55(2.1)^2}{24} = 1.2 \text{ TON-M} \quad A_s = 2.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

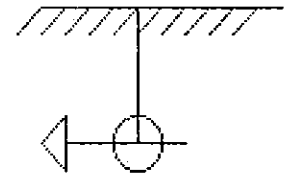
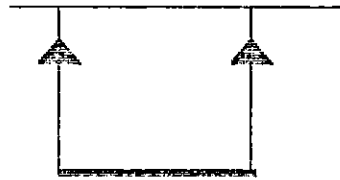
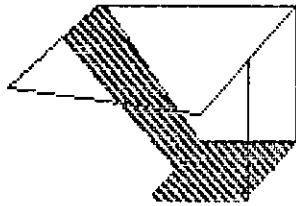
$$V_u = 1.55 \times \frac{(6.55)(2.1)}{2} = 10.66 \text{ TON}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 20 \times 24 \times 10^{-3} \quad \phi V_c = 3.13 \text{ TON}$$

$$V_s = 9.41 \quad S = \frac{1.42 \times 2800 \times 24}{9410} = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{24}{2} = 12 \text{ cm}$$

DISEÑO TENSOR T2



PESO TENSOR
PESO VIGA
CARGA ESCALERA

0.2X0.2*2.4*1.8
0.2X0.3X2.4X2.1

0.17 TON
0.30 TON
6.68 TON

7.15 TON

REGLAMENTO SISMICO EX F=CW
F=0.3(3.575)
F=1.07 TON

FLEXION.

$M_u = 1.8(1.07) = 1.93$ TON $A_s = 5.31$ cm² RIGE
 $A_{smin} = 0.005 \cdot 20 \times 20 = 2$ cm²
 $A_{sprop} = 5.70$ cm² 2#6

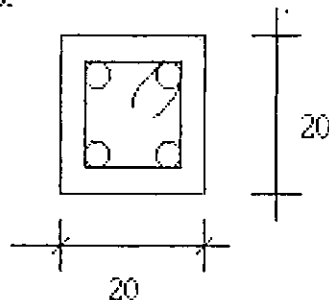
CORTANTE.

$V_u = 1.4(1.07) = 1.50$ TON

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 20 \cdot 16 \cdot 10^{-3}$$

$$\phi V_c = 2.09 \text{ TON} \quad \phi V_c > V_u - \text{No necesita estribo}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{16}{2} = 8 \text{ cms.}$$



4#6
Estribo #3@10

4.5.2 DISEÑO DE TENSORES DE FUNDACION

Según reglamento de emergencia de Diseño Sismico de la Republica de El Salvador.

Art. 58 Soleras de Liga en fundación.

Cada miembro de Liga debe ser capaz de resistir lo mismo en tensión que se compresión, el 25% de la Carga vertical, incluyendo la carga accidental total que sostenga el cimiento que esta sometido a la carga mayor.

Datos:

$$P_u \text{ max} = 124.8 \text{ ton}$$

$$f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.9 \text{ (flexo-compresión)}$$

$$\text{Sección propuesto} = 30 \times 40$$

$$P_{\text{min}} = \frac{14}{f_y}$$

$$= \frac{14}{2800} = 0.005$$

$$A_{\text{min}} = P_{\text{min}} \text{ bd}$$

$$= 0.005(30.40)$$

$$A_{\text{min}} = 6.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nec}} = \frac{0.25 P_u}{\phi f_y}$$

$$= \frac{0.25 (124.8 \times 10^3)}{0.90(2800)}$$

$$A_{\text{nec}} = 12.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Colocar 4 \# 7 (15.52 cm}^2 \text{) Est. \#3 @ 15 cm.}$$

CAPITULO V

ELABORACION DE PLANOS CON DETALLES

CAPITULO VI

ESPECIFICACIONES TECNICAS

6.1 EXCAVACION, COMPACTACION, NIVELACION Y PREPARACION DEL TERRENO.

ALCANCE DEL TRABAJO:

- A) El trabajo comprendido en esta sección cubre la excavación, compactación, nivelación y preparación del terreno, tal como se indica en los planos e incluye la nivelación terminada y todo trabajo adicional relativo, según esté especificado aquí o mostrado en los planos.
- B) El contratista deberá familiarizarse con el sitio y la naturaleza del terreno que se va a excavar y nivelar. No se autorizará ninguna compensación por condiciones no previstas que sean aparentes como resultado de un examen cuidadoso del terreno.
- c) El contratista deberá llevar debidamente todas las excavaciones según se necesite y será responsable de su debida compactación, en todas las otras áreas. Deberán observarse precauciones especiales para las áreas rellenadas bajo el edificio propiamente dicho.

d) Todos los trabajos serán medidos según su volumen acométrico no removido o ya compactado; en ningún momento se considerará el volumen ya esponjado.

EXCAVACION:

El contratista hará toda la excavación necesaria, según se especifique, para la zona del edificio, cimentaciones y para las fundaciones misceláneas mostrados en los planos.

Se hará toda excavación dentro de los linderos de la propiedad y dentro de los límites del área de trabajo prefijada, necesaria para eliminar materia orgánica, mampostería vieja y cualquier objeto que dificulte la futura compactación. El área y extensión de las operaciones de excavación y corte serán tales que después que se coloque el relleno necesario y la capa superior de tierra bien compactada, los niveles estarán de acuerdo con las elevaciones de los niveles anotados en los planos arquitectónicos.

Las excavaciones serán llevadas hasta la parte inferior de las fundaciones y rellenos porosos debajo de los pisos que han de colocarse directamente sobre la tierra o roca. Se excavará hasta los límites que indique la supervisión.

El costo de los trabajos extras necesarios a consecuencia de sobreexcavación por error más allá de la profundidad

necesaria será por cuenta del contratista.

La superficie de los fondos de todas las excavaciones donde se han de colocar las fundaciones estará sujeta a la aprobación de la supervisión y si en la opinión de él no son adecuadas las superficies para la carga que le será impuesta, el contratista llevará las excavaciones a la profundidad que se le ordene y se le reconocerán los costos extras conforme a los precios unitarios convenidos, midiendo a partir de las cotas o niveles de fundación indicados en los planos.

Todas las excavaciones extras causadas por omisiones, negligencias o cualquier acto similar del contratista incluyendo también su falta en proteger las excavaciones contra daños, serán hechos por el contratista sin costos extras para el propietario. Si se encuentra terreno firme encima de los niveles indicados en los planos, el contratista notificará a la supervisión y dará debido crédito, conforme a los precios unitarios incluidos en el contrato para cualquier excavación que se ordene o sea omitida.

COMPACTACION:

La compactación será medida de acuerdo con la norma A.A.S.H.T.O - 180. El relleno detras de los miembros estructurales como también alrededor de las tuberías de drenaje y demás estructuras, deberá ser depositado en capas

horizontales no mayores de 15 cms. de espesor, que deberán ser compactados mojandolas a la densidad especificada para terraplenes a un 95% de densidad máxima tal y como lo determina el método T-180 de la A.A.S.H.O Método C.

La computación de áreas limitadas tal como sanjas de drenaje, etc. será obtenida por medio de apisonadoras mecánicas, apisonadoras de mano, apropiadas o por rellenos compactados por agua, hasta que la capa sobre el drenaje o estructura, tenga por lo menos 30 cms. de espesor.

Cuando se usen apisonadoras de mano los materiales deberán colocarse en capas con un espesor máximo de 10 cms. Dichos apisonadores no deberán pesar menos de 22 kgs. (50 lbs) y tendrá un área de golpe no mayor de 645 cms cuadrados (100 plg. cuadradas).

Deberá tomarse especial cuidado a fin de evitar cualquier acción de cuña contra la estructura.

No se colocará ningún relleno contra cualquier concreto hasta que el supervisor haya dado el permiso respectivo, y en ningún caso antes de transcurrir 7 días de haberse colocado el concreto.

La compactación de tierra bajo pisos determinados, se hará según las normas indicadas antes.

NIVELACION:

Todos los trabajos de nivelación del terreno deberán quedar en su puesto final, determinando por los planos. El contratista establecerá los bancos de marca necesarios y en lugares que no sean afectados por las construcciones.

Se establecerán niveles provisionales a una altura conveniente que no afecte la nivelación final de los pisos.

LIMPIEZA:

Al terminar el trabajo, el contratista deberá trabajar en condiciones de limpieza y presentación la estructura y las áreas adyacentes por sus operaciones; retirará todas las estructuras provisionales, escombros y excedente de material y dejará sin obstrucciones el espacio interior del edificio de tal forma que no haya acumulación de material arrastrado.

6.2 CONCRETO

6.2.1 DEFINICION

ALCANCE DEL TRABAJO:

El trabajo incluido en esta sección comprende la construcción de todo el trabajo de concreto en el edificio y áreas adyacentes aceras, pisos, etc, así como los encofrados necesarios, colocación pernos de anclaje, amarres, etc.

La resistencia del concreto será la indicada en los planos y/o especificaciones.

CALIDAD DE LOS MATERIALES:

- a) Cemento: será del tipo I o II, Portland, que cumpla con las especificaciones ASTM C-150.
- b) Grava: Consistirá en cantos rodados o piedra triturada libre de impurezas, provenientes de la fragmentación de roca sana o compacta. No deberá presentar aspecto laminar; su tamaño máximo será determinado de acuerdo con las condiciones de los elementos estructurales de tal manera que, en general no sea mayor de 1-1/2" ni mayor de 1/5 de la menor dimensión entre las paredes de

la formaleta de 3/4 del mínimo espacio libre entre barras de refuerzo.

La granulometría de los agregados gruesos y finos deberá quedar siempre dentro de los límites indicados en las especificaciones ASTM-117, la arena tendrá un módulo de finura entre 2.3 y 3.0.

c) Agua: Deberá ser limpia y potable.

e) Aditivos: La supervisión podrá autorizar, caso por caso el uso de aditivos, toda vez que estos cumplan con las especificaciones

ASTM-494 y sean producidos por fabricantes de reconocido prestigio y empleados según las instrucciones impresas de los propios fabricantes. Antes de emplear cualquier aditivo se efectuarán ensayos previos de cilindros, para verificar el comportamiento del concreto combinados con dichos aditivos. Durante todo el periodo de los trabajos ejecutados con aditivos deberá llevarse un control continuo de las proporciones de la mezcla y de la calidad del producto.

No habrá pago adicional cuando los aditivos sean usados a opción del contratista, o cuando sean requeridos por la supervisión, como medida de emergencia para remediar negligencias, errores o atrasos en el progreso de la

obra, imputables al contratista.

6.2.2 PRUEBAS

ENSAYOS, DOSIFICACION Y CONTROL DE LA MEZCLA:

- a) Ensayos: El contratista suministrará muestras de todos los materiales por lo menos 30 días antes de comenzar a usarlos. Todas estas muestras serán analizadas en el laboratorio que apruebe la supervisión. El costo de dicho ensayo será por cuenta del contratista y deberá cumplir con las especificaciones.
- b) Cantidad y calidad de las muestras: El contratista pondrá a la orden de la supervisión, 30 días por lo menos antes de empezar a usar las mezclas, 6 cilindros de prueba por cada mezcla especificada.
- Durante el progreso de la obra se obtendrá como mínimo 3 muestras de 4 cilindros cada uno por cada 25 m³ de concreto a depositar.
- Se ensayará un cilindro de cada una de estas muestras a los 7 días, otra a los catorce y 2 a los 28 días. Estos cilindros se obtendrán durante la etapa de colado, no debiendo obtenerse todos de la misma revoltura o entrega si se usare concreto premezclado. Las pruebas se harán

de acuerdo con las especificaciones ASTM C-39

En caso de que las pruebas a los 7 días indicasen baja resistencia deberán aprobarse los cilindros restantes a los catorce días; si estos resultados también fueren deficientes, se aplicarán las disposiciones correspondientes a estructuras defectuosas, cláusula 2-9.

Los cilindros de ruptura del concreto serán hechos y almacenados de acuerdo con las especificaciones ASTM C-31. El contratista proveerá un cuarto húmedo de aproximadamente 6.00 m² de área útil.

El 80% de los cilindros probados a los 28 días deberán tener una resistencia de la ruptura de 1.14 f'c como promedio, pero ningún cilindro deberá tener una resistencia menor de f'c.

- c) Dosificación: El concreto será dosificado por peso o por volumen, pero de preferencia por peso. El diseño de la mezcla será efectuado por el laboratorio indicado por la supervisión, usados los materiales que el contratista haya acopiado en el lugar de la obra, con el cemento y el agua realmente empleada en la construcción. Estos deberán cumplir con las indicaciones del laboratorio que ha diseñado la mezcla.

Si durante la construcción se hicieren cambios en cuanto a las fuentes de suministro de agregados finos y gruesos

deberà hacerse nuevo diseño de mezcla y someterlo a aprobaciòn.

La granulometria y la proporciòn entre los diferentes componentes seràn determinados por el diseño de la mezcla.

El concreto deberà fabricarse siguiendo las proporciones del diseño de la mezcla, a manera de obtener la resistencia especificada y las mezclas obtenidas deberàn ser plàsticas y uniformes. El revenimiento de las mismas deberà ser de 10 a 12.5 cms. para todos los elementos estructurales del edificio, a excepciòn de las losas y trabes de cimentaciòn, para los cuales deberà ser de 7.5 a 10 cms.

En la dosificaciòn de agua para las mezclas se tomarà en cuenta el estado de humedad de los agregados al momento del uso. En ningùn momento las mezclas podràn contener agua en mayor cantidad de la establecida en el diseño. Se podrà usar mayor cantidad de agua previa autorizaciòn escrita de la supervisiòn unicamente cuando al mismo tiempo se aumente la cantidad de cemento, en proporciòn tal que se conserve la misma relaciòn agua-cemento y la resistencia especificada.

El contratista podrà usar concreto pre-mezclado en cuyo caso deberà cumplirse con la norma ASTM C-94-61. Ademàs el contratista deberà proporcionar a la supervisiòn copia de las especificaciones tècnicas del contrato celebrado con la empresa que efectuarà el suministro, asi como las curvas de

resistencia mínimas que se obtendrán con el cemento utilizado y revenimiento especificados.

También deberán proporcionar la gráfica de resistencia contra tiempo, que servirá con la base para aceptar el concreto.

6.2.3 PROCESOS

PREPARACION Y COLOCACION DEL CONCRETO

- a) El concreto se preparará exclusivamente con mezcladores mecánicos de tipo apropiado y solo en la cantidad que sea necesaria para el uso inmediato.
- b) No se podrá usar el concreto que no haya sido colocado en su sitio a los 30 minutos de haber añadido agua al cemento para la mezcla. El concreto premezclado que haya sido entregado en la obra en camiones mezcladores podrá colocarse en el término de 50 minutos, calculados desde el momento en que se añadió el agua al cemento. Los tiempos indicados serán ajustados adecuadamente en caso de usarse aditivos en la mezcla.
- c) El concreto será colado preferiblemente durante las horas diurnas, la supervisión podrá aprobar, caso por caso, la colocación de concreto en horas nocturnas, toda

vez que el área de trabajo haya sido iluminada con un sistema adecuado y que las condiciones meteorológicas sean favorables. La autorización para iniciar un colado se dará por escrito.

d) No se colocará concreto hasta que la supervisión haya aprobado la profundidad y condición de las fundaciones, los encofrados y apuntalamiento y la colocación del refuerzo según sea el caso.

e) El contratista será responsable de dar aviso escrito a la supervisión con 48 horas de anticipación al día en que requiera la inspección, para que ella pueda realizar dichas inspecciones, que se efectuarán solo en horas diurnas y nunca en días de asueto obligatorio, días festivos, días sábados por la tarde y domingos, por lo tanto el contratista deberá tomar en cuenta lo anterior para hacer sus solicitudes de inspección.

f) No obstante lo anterior, el contratista dará aviso escrito a la supervisión con 15 días de anticipación al día que se requiera la inspección, cuando se trate de colados de las siguientes partes del edificio:

- Estructura de cimentación
- Columnas

- Estructura de planta principal
- Estructura de segundo nivel

La factibilidad de dichas inspecciones será igual a las condiciones indicadas en el literal anterior.

- g) El método de colocación del concreto será tal que evite la posibilidad de segregación de los agregados.
- Si la calidad del concreto no es satisfactoria, cuando éste alcance su posición final, se discontinuará y ajustará el método usado en la colocación hasta que la calidad del concreto sea satisfactoria.
- h) En la colocación del concreto en formaletas hondas se deberá usar embudo en la parte superior y tubos de metal o de hule (trompa de elefante) para evitar la separación de los agregados del concreto.
- Las losas de concreto se colarán en una capa. En caso de que se usen canales para transportar el concreto, la pendiente de éstos variará entre la mínima de 1:3 y la máxima de 1:2.
- i) El concreto deberá ser colocado tan cerca de su posición final como sea posible, y no deberá ser depositado en gran cantidad en un determinado punto, para luego

extenderlo y manipularlo a lo largo de formaletas.

- j) Todo el concreto será compactado por medio de vibradores motorizados capaces de transmitir al concreto 3500 impulsos por minuto. Los vibradores deberán estar en buenas condiciones de funcionamiento y en cantidad adecuada, para que las operaciones de vibrado procedan sin demora. La vibración deberá ser suficientemente intensa para afectar visiblemente al concreto de 2.5 cms. de revenimiento en un radio de por lo menos 46 cms. alrededor de punto de aplicación, pero no deberá prolongarse demasiado, para evitar la segregación de los agregados.

En cimientos, columnas y vigas, se usarán vibradores de inmersión; en losas y pisos se usarán vibradores de superficie para garantizar superficies lisas y libres de colmenas, la vibración deberá complementarse con el uso de hurgones en las esquinas y lugares poco accesibles. La cara superior de columnas y vigas deberá quedar bien compactada y nivelada.

El contratista deberá tener disponibles, para cada colado, tres vibradores y dos adicionales de reserva, por lo menos.

- k) Si la mezcladora se parase por un periodo de 20 minutos durante el colado, deberá limpiarse antes de iniciar el funcionamiento, removiendos los materiales de los mezclados anteriores. Durante todo el periodo de la construcción deberá disponerse de dos mezcladoras de una bolsa como mínimo.
- l) Cualquier sección de concreto que se encuentre porosa, o haya sido repellada, o sea defectuosa en algún otro aspecto deberá removerse y reemplazarse en todo o en parte, enteramente a costa del contratista, según lo ordene la supervisión.

JUNTAS DE COLADO:

Deberán colarse monolíticamente y de una manera continua cada una de las zonas o elementos que forman una etapa de colado: por ningún motivo se permitirá, en el mismo colado colocar concreto sobre el concreto que haya empezado a desarrollar el fraguado inicial. Se tomará en cuenta, en la determinación del tiempo de fraguado, la acción de los aditivos retardantes, siempre que la supervisión haya autorizado su uso. En caso de una interrupción en el colado dentro de los límites permisibles y antes del fraguado inicial, la superficie expuesta deberá ser bien vibrada para evitar las

juntas frías. Si la interrupción durase mas del tiempo permitido y la junta no se hubiere mantenido viva, se suspenderá el colado. Se recortará el concreto de la superficie expuesta aproximadamente 5 horas después del colado, removiendo las partes porosas y sueltas.

El contratista deberá informar con anterioridad a la supervisión para su aprobación, sobre el tiempo de fraguado inicial que utilizará en el colado de cada uno de los elementos de construcción, para lo cual se hace responsable el contratista o el suministrante del concreto pre-mezclado, indicando la cantidad y el tipo de aditivo que se propone usar para retardar el fraguado.

Las juntas de colado en columnas se efectuarán de acuerdo a las normas siguientes:

- a) Se recortará la base de apoyo por medio de cincel para dejar una superficie rugosa horizontal, de concreto sano, perfectamente limpio y horizontal.
- b) Inmediatamente antes de colocar nuevo concreto, la superficie de la junta de colado será limpiada cuidadosamente de todas las partes porosas y sueltas y de materiales foráneos por medio de cepillo metálico y/o de aire a presión, humedecida con agua cubierta con una capa de 2 mm. de mortero, que tenga la misma relación

agua-cemento de la mezcla de concreto.

- c) Se efectuará el colado lentamente en toda su altura vibrando y picando con varillas para lograr un colado compacto y uniforme.
- d) Cuando el colado llegue a la parte superior, se apisonará energicamente para obtener en esta zona un concreto muy compacto.
- e) Para facilitar el acomodo del concreto deberán emplearse ventanas laterales por donde puedan introducirse vibradores.

Antes de iniciar el siguiente colado, la junta será limpiada hasta producir una superficie rugosa con penetración de 3 mm. para asegurar la perfecta unión con el próximo colado. Se tendrá especial cuidado de que durante la limpieza de todas las juntas no sean dañadas las aristas de la sección. No se permitirá juntas inclinadas. Las juntas de colado se efectuarán unicamente en los lugares y niveles mostrados en los planos o indicados por la supervisión.

ENCOFRADOS

Las formaletas deberán ajustarse a las formas, líneas y dimensiones de los miembros como se indican en los planos y deberán ser suficientemente impermeables para evitar fugas de lechada a través de las juntas al efectuarse los colados. Deberán estar debidamente arriostrados de manera que puedan guardar su posición y forma.

Los elementos de la formaleta deberán ser suficientemente resistentes para soportar todas las cargas y condiciones a las cuales estarán sometidas, especialmente durante las operaciones de acarreo y colocación del concreto y para soportar la presión suficiente, apoyos y contraventeos para evitar que se abran las formaletas y para asegurar la correcta alineación de los elementos colados; asimismo se proveerán de cuñas y otros dispositivos para permitir la fácil remoción de las formaletas sin dañar la estructura.

En columnas y elementos verticales de estructura secundaria deberán preverse ventanillas laterales para facilitar la limpieza de la base de la estructura y para facilitar la introducción de vibradores y hurgones.

Las formaletas deberán permanecer humedecidas durante 2 horas antes que se efectue el colado.

Ningún colado podrá efectuarse sin antes obtener el visto bueno de la formaleta por la supervisión. La estabilidad,

rigidez e impermeabilidad de la formaleta será de absoluta responsabilidad del contratista.

Si la calidad de la formaleta no llena las especificaciones anteriores, ésta será removida y reconstruida por cuenta del contratista.

DESENCOFRADO

Las formaletas deberán ser removidas de tal manera que se asegure la completa seguridad de la estructura. Los lados de la formaleta de las vigas, columnas y nervaduras horizontales y verticales de paredes, pueden ser removidos después de 24 horas, asegurándose que el concreto no sea dañado. En ningún caso las formaletas o los puntales serán removidos hasta que los miembros hayan adquirido suficiente resistencia para soportar su propio peso y las cargas impuestas.

La deformación de los elementos por el retiro prematuro de la formaleta podrá ser motivo de la reposición íntegra de la zona afectada, por cuenta del contratista.

El contratista no puede por ningún motivo, cargar las estructuras desencofradas con cargas accidentales superiores a las cargas asumidas en el diseño.

Al remover la formaleta, la superficie del concreto deberá estar sin defectos y libre de concentración de agregados, cavernas o porosidades que afecten la resistencia del

elemento en cuestión. Cualquier defecto en el acabado de las superficies no deberá ser reparado hasta ser inspeccionado por la supervisión. Si el defecto del colado expone las barras de refuerzo, la supervisión podrá ordenar la reparación o la reposición parcial o total del elemento defectuoso.

CURADO DEL CONCRETO

El contratista deberá prestar atención especial al curado del concreto, iniciando el curado tan pronto como haya sido suficientemente endurecido como para evitar daños y nunca después de su colocación. El curado del concreto deberá durar 14 días como mínimo.

Las formaletas deben mantenerse con el concreto tanto tiempo como práctico. Las formaletas de madera dejadas en el lugar deben mantenerse húmedas.

ESTRUCTURAS DEFECTUOSAS-TOLERANCIA

Cada vez que el concreto colocado no se ajuste a los planos o especificaciones, se tomarán las medidas tendientes a corregir la deficiencia según lo indique la supervisión, sin costo alguno para el propietario.

Cuando fuere imposible corregir las deficiencias, se

demolerán las estructuras defectuosas, por cuenta del contratista y se deberá reponer, también por cuenta suya, el material y el trabajo ejecutado.

Donde exista duda respecto a la calidad del concreto de una estructura, aún cuando se haya hecho los ensayos de ruptura de cilindros de prueba, la supervisión podrá exigir ulteriores ensayos de ruptura con muestras de concreto endurecido, según las especificaciones ASTM, u ordenar las pruebas de carga que estime necesarias. Serán por cuenta del contratista pero se efectuará en el laboratorio que la supervisión haya aprobado previamente.

TOLERANCIA:

Las irregularidades de superficie serán clasificadas como "graduales". Los moldes salientes en superficies de concreto visto, causados por desplazamientos o mala colocación del molde o por defectos de la madera, serán considerados como graduales, tanto en las superficies acabadas y serán medidas por medio de una regla. La longitud de la regla será de 1.50 mts. para superficies encofradas y de 3.00 para superficies no encofradas.

Las irregularidades máximas permitidas serán las siguientes:

Abruptas : 3 mm.

Graduales: 5mm.

6.3 ACERO DE REFUERZO

6.3.1 DEFINICION

ALCANCE DEL TRABAJO:

El contratista suministrará y colocará todo el acero de refuerzo como está especificado en esta sección o mostrado en los planos. Todo el trabajo se hará de acuerdo a la norma ASTM A-615, a menos que se especifique en otra forma. Se incluye también los amarres, separadores y otros accesorios necesarios para soportar y espaciar el acero de refuerzo.

CALIDAD DE LOS MATERIALES:

Deberá cumplir con las especificaciones standard para varillas en concreto armado ASTM A-615, así como la especificación A-305, para las dimensiones de las corrugaciones.

El acero de refuerzo deberá estar libre de defectos de manufactura, y su calidad deberá garantizarse por el fabricante y justificada por el Contratista, antes de su uso, por medio de pruebas realizadas en el material entregado a la obra.

COLOCACION DEL REFUERZO:

El Contratista cortará, doblará, soldará y colocará todo el acero de refuerzo, de acuerdo con lo que indiquen los planos y las especificaciones o como ordene la Supervisión. Todo el refuerzo deberá estar libre de óxido suelto, de aceite, grasa y otro recubrimiento que pueda destruir o reducir su adherencia con el concreto.

Se utilizarán cubos de concreto, separadores, amarres, soldaduras, etc. para asegurar la posición correcta del refuerzo y evitar su desplazamiento durante el colado.

El contratista someterá a la aprobación de la Supervisión los planos de taller para el armado de todas las estructuras, que muestren la exacta ubicación de los traslapes o de las juntas soldadas, los detalles de cruce del refuerzo en intersecciones de vigas y columnas, el paso de tuberías y ductos, y cualquier otro detalle pedido por la supervisión para su aprobación con quince días de anticipación al del armado.

Las barras se colocarán por tendidos, según se indica en los planos. La distancia entre los tendidos se mantendrá por medio de separadores del diametro de las barras cuando éstas no sean mayores del No. 8.

El anclaje de la terminación de los elementos estructurales donde no exista continuidad, deberá efectuarse como se

especifica en los planos.

El anclaje de acero de refuerzo entre los miembros donde debe existir continuidad, será como mínimo lo indicado en los planos estructurales a partir de la sección crítica o planos de intersección de dichos miembros.

En losas, el número de traslapes por metro lineal de sección no deberá ser mayor del 25%. Cada zona de traslape deberá quedar separada del centro de la otra, 80 diámetros.

DOBLADO:

Todas las barras deberán ser rectas, excepto donde se indica en los planos; los dobleces se harán en frío, sin excepción. El doblado de las barras de refuerzo deberá hacerse cumpliendo con las especificaciones ACI-318-89.

Las barras no llevarán ganchos en sus extremos excepto donde se indique en los planos.

ESTRIBOS:

Los estribos se construirán estrictamente en la forma en que están indicados en los planos.

No se permitirá calentar las barras antes de doblarlas para formar los estribos; para ejecutar estos dobleces deberán utilizarse dobladores especiales, que no dañen en

absoluto el acero.

JUNTAS EN EL REFUERZO:

Todas las juntas en el refuerzo serán traslapadas. La zona de traslape quedará firmemente amarrada con alambre.

Los traslapes en vigas deberán localizarse de acuerdo con los detalles especificados en los planos estructurales.

Los traslapes en losas no deberán afectar más del 25% del refuerzo por metro lineal de sección. El desplazamiento entre los traslapes de dos varillas adyacentes deberá ser de 30 diámetros por lo menos medidos de centro a centro.

LIMPIEZA Y PROTECCION DEL REFUERZO:

- a) El acero de refuerzo deberá estar limpio de oxidación, costras de concreto de colados anteriores, aceites, tierra o cualquier elemento extraño que pudiera reducir la adherencia con el concreto. En caso contrario, el acero deberá limpiarse con un cepillo de alambre o con algún disolvente cuando se trate de materias grasosas.

- b) Por ningún motivo, una vez aprobada la posición del refuerzo en las losas, se permitir la colocación de cargas y el paso de operarios o carretillas sobre los

armados, debiendo utilizarse pasarelas que no se apoyen sobre el refuerzo y así evitar que se deformen o pierdan la posición correcta en que fueron colocados y aprobados.

ALMACENAJE:

Inmediatamente después de ser entregado, el acero de refuerzo será clasificado por tamaño, forma, longitud o por su uso final. Se almacenará en estantes que no toquen el suelo y se protegerá en todo momento de las intemperies.

6.3.3 PRUEBA

PRUEBAS DEL ACERO DE REFUERZO:

De cada partida de diferentes diámetros del acero de refuerzo entregado en la obra, se tomarán 3 probetas que deberán ser sometidas a pruebas para acero de refuerzo de acuerdo con las especificaciones ASTM.

No se deberá utilizar dicho acero hasta que los resultados de las pruebas sean reportados a la supervisión.

El costo de la obtención y pruebas de acero de refuerzo serán por cuenta del contratista, de a la cláusula CG-IV-02.

INSPECCION Y APROBACION:

Todo refuerzo será inspeccionado por la supervisión después de ser colocado en los encofrados. Antes de colocar el concreto, debe tenerse la aprobación de la supervisión. Los ductos eléctricos, camisas, pasatubos y demás tuberías que vayan embebidos en el concreto, se instalarán hasta que todo el refuerzo esté en su lugar.

6.4 ACERO ESTRUCTURAL

6.4.1 DEFINICIONES:

ALCANCE DEL TRABAJO:

Suministrar y colocar todo el acero de refuerzo como está especificado aquí y mostrado en los planos.

MATERIALES:

a) Calidad de material, perfiles, láminas y placas. Todo el material requerido para la fabricación de los miembros de acero estructural de este proyecto deberá cumplir las especificaciones para ACERO ESTRUCTURAL, ASTM A-36.

b) Perfiles, láminas y placas, las secciones laminadas que se utilicen deberán estar dentro de las tolerancias de laminación por lo que respecta a espesores, flechas, peraltes, etc., según limitaciones ASTM.

6.4.2 PROCESOS

MONTAJE:

- a) Toda fabricación y montaje deberá cumplir con las especificaciones para diseño, fabricación y montaje de acero estructural para edificios del A.I.S.C. y de las especificaciones para soldaduras de arco en la construcción de edificios de la A.W.S.

- b) Almacenaje: Inmediatamente después de ser entregado el ACERO ESTRUCTURAL será clasificado por tamaño, forma, longitud o por su uso final. Se almacenará en estantes que no toquen el suelo y se protegerá de toda intemperie.

SOLDADURAS:

- a) Los electrodos que se utilizarán serán de calidad reconocida y se sujetarán a la serie E-60 XX o E-70 XX de las especificaciones para aceros ASTM.

- b) Se emplearán electrodos de diámetro pequeño 1/8" o 5/32" y bajo contenido de hidrógeno para reducir agrietamientos.

- c) Las superficies antes de ser soldadas, deberán estar limpias de costras, escorias, grasas, pintura o cualquier otro agente extraño.

- d) Los elementos de refuerzo en los que se presenten SOLDADURAS deberán ser sometidos a pruebas de tracción para acero de refuerzo de acuerdo con las especificaciones ASTM y la cláusula CG-IV-02.

6.5 MAMPOSTERIA, ALBANILERIA Y ACABADOS.

6.5.1 DEFINICION

ALCANCE DEL TRABAJO:

El trabajo comprendido en esta sección cubre la excavación, nivelación, preparación del terreno, relativos a esta sección y la construcción de paredes de bloque, nervios, soleras, repisas y cualquier otra estructura secundaria, pisos de concreto y enladrillados, repellos, afinados de losas, columnas y vigas.

También está incluida en esta sección toda obra de albañilería relacionada con los trabajos especificados en otras secciones, tales como: fijación de registro, agua potable, drenajes, electricidad, teléfonos, etc; colocación de tubos, ductos, cables, cajas tableros, etc.

MORTERO:

- a) **Materiales:** La arena a usarse debe ser natural o triturada de piedra grava, el cemento portland será tipo I o II, ASTM C-61-T, el agua sera limpia, libre d aceite y cantidades perjudiciales de materia vegetal, álcalis y

otras sales y deberá ser de calidad potable.

- b) Los morteros deberán prepararse en mezcladoras apropiadas y únicamente en casos de emergencia la supervisión podrá permitir la mezcla a mano. La cantidad de agua que se usará en la mezcla será la mínima necesaria para obtener una mezcla plástica y trabajable. No se permitirá el uso de mortero que haya permanecido 30 minutos sin usar después del cementado. No podrá por ninguna causa, retemplarse el mortero por medio de aplicación de más cemento.

C) Los morteros tendrán las siguientes proporciones:

- | | | |
|-----------------------------------|-----------|---------|
| - Mampostería para fundaciones | Cemento 1 | Arena 6 |
| - Asotado en losas: hormigoncillo | | |
| pomez 1 | 1 | -- |
| - Pared de bloques de concreto: | | |
| cal hidratada 1/4 ó 1/2 | 1 | 3 1/2 |

BLOQUES DE CONCRETO

MATERIALES:

MATERIALES CEMENTANTES- los materiales se ajustaran a las siguientes especificaciones:

- Cemento portland- especificación ASTM-C150.
- Cemento mezclado- especificación ASTM-C595.

- Cal hidratada, tipo S- especificación ASTM-C207.
- Puzolanas-especificación ASTM-C618.

AGREGADOS-Los agregados se ajustarán a las siguientes especificaciones.

- Agregados para peso normal- ASTM-C33.
- Agregados para peso liviano ASTM-C331.

OTROS COMPONENTES: Los agentes inclusores de aire, pigmentos colorantes, repelentes integrales de agua, sílica finamente molida etc, serán previamente establecidos como convenientes para usarlos en concreto, y se ajustarán a las normas ASTM STANDARS cuando seán aplicables, o se demuestre por ensayo no ser perjudiciales a la durabilidad del concreto.

6.5.2 PROCESOS Y PRUEBAS

MUESTREO Y ENSAYO.

- Las muestras o ensayos de los bloques serán concordantes con los métodos de la norma C-140.
- Cuando se especifica el tipo I los requerimientos del contenido de humedad serán basados en el método de ensayo de la norma C-426.

CONCRETO FLUIDO DE MAMPOSTERIA.(GROUT)

- ALCANCE:

El concreto fluido consistira en materiales cementantes y agregado que han sido mezclados completamente en una mezcladora mecánica por un mínimo de 5 minutos con suficiente agua para llevar la mezcla a la consistencia deseada. Esta especificación cubre el concreto fluido para uso en la construcción de estructuras de mamposteria reforzada.

- Materiales: Los materiales usados como ingredientes en concreto fluido, se ajustarán a los requerimientos especificados:
- Materiales Cementantes: Los materiales cementantes se ajustarán a una de las siguientes especificaciones:
- Cemento Portland: Tipo I, IA, II, IIA, III y IIIA de la especificación C-150.
- Cementos Mezclados: Tipo IS, IS(MS), IS-A, IS-A(MS), IP O IP-A de la especificación C-595.
- Cal viva: Especificación C-5.
- Cal Hidratada: Tipo S de especificación C-207.
- Aditivos inclusores de aire: Los aditivos inclusores de aire, se ajustarán a la especificación C-260.
- Agregados: Los agregados se ajustarán a la

especificación C-404.

- Agua: El agua será limpia y potable.
- Almacenamiento de materiales: Los materiales cementantes y agregados serán almacenados de tal manera de impedir el deterioro a la intrusión de materiales extraños o humedad. Ningún material que se ha vuelto inconveniente para una buena construcción será usado.

MEDIDA Y MEZCLADO

- Medida de los Materiales: El método para medir los materiales para el concreto fluido usado en construcción, será tal que las proporciones especificadas de materiales para concreto fluido, pueden ser controladas y mantenidas exactamente.

MATERIAL	PESO(LIB/PIE3)
Cemento Portland	94
Cemento Mezclado	Peso impreso en la bolsa
Cal hidratada	40
Masilla de cal	80
Arena, suelta y humeda	80

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

El edificio diseñado se hizo en base a planos arquitectónicos definitivos entregados por la Oficina de Planificación de la Universidad de El Salvador.

La irregularidad de el edificio Residencia de Mujeres nos obligo a modificar la propuesta arquitectonica y estructurarlo en 6 cuerpos con sus juntas entre ellos.

Para la realización del cálculo y diseño de los elementos estructurales fue necesario auxiliarse de programa de computadora, logrando en cierto grado disminuir el riesgo de errores en los cálculos y procesarlos rapidamente.

Para el diseño de las cimentaciones fue necesario usar zapatas aislados dado a que la capacidad de carga del suelo donde se localizará el Edificio Residencia de Mujeres presenta buena capacidad como lo demuestra el Estudio de Suelo.

Los planos estructurales se hicieron de una manera completa para que sirvan de base para una futura realización del proyecto, conteniendo detalles generales y específicos de este.

La forma y metodología seguida para el diseño de todos los elementos estructurales se presenta en esta tesis, con un ejemplo de cada uno de estos elementos para que sirvan de guía y consulta para personas interesadas en este proyecto.

Finalmente se ha pretendido que este documento pueda ser utilizado como texto de consulta para todo estudiante de Ingeniería Civil.

RECOMENDACIONES

Para la construcción de la orientación, en base al estudio de suelo elaborado por nuestro grupo de Graduación y supervisado por el laboratorio de Suelos - Materiales de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de El Salvador, se recomienda utilizar zapatas aisladas y chequear que el fondo de las excavaciones para zapatas cumplan con $N > 15$

Todas las condiciones reales del suelo de cimentación deberán verificarse en el desarrollo constructivo de las fundaciones.

El diseño del edificio fue hecho de acuerdo a los Reglamentos de diseño existentes, tomando muy en cuenta, el destino que se les asignó a cada uno de los cuerpos, el propietario será responsable de perjuicios que ocasione el cambio en su uso.

BIBLIOGRAFIA

- Concreto Reforzado (Un enfoque básico)
D. Edward G. Narig P.E (Libro)

- Diseños Estructurales Alternativos
utilizando varios materiales para soluciones
habitacional de tipo popular en El Salvador.
Ricardo Antonio Castellanos (Tesis)

- Diseño Estructural de los edificios para
la escuela de Ingeniería Química de la
Facultad de Ingeniería y Arquitectura.
Elena Emperatriz Tazo Guillen (Tesis)

- Ingeniería Estructural
Introducción a los conceptos de análisis
y diseño.
White, Gergely y Sexsmith (Libro)

- Diseño de Estructuras Sismorresistentes
Minoru Wakabayashi (Libro)

- Diseño de Estructura de Concreto
Reforzado (según ACI 318 - 83)

- Ingeniería de cimentaciones
Peck Hanson Thornburn

- Mecánica de Suelos Tomo II
Eulalio Juarez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez

- Estructura de Concreto Reforzado
Park y Paulay

- Configuración y Diseño Sísmico de Edificios
Arnold C. y Reitherman R.

ANEXOS

VIGAS REFUERZO TRANSVERSAL

EJE 1x CUERPO I

REFERENCIA	AS1	AS3	MP1	MP3	RA	RB	Vert.1	Vert.2	αVc	αVs	Vs	S	Smax	Smin	Zona	Zona no
	AS2	AS4	MP2	MP4	RC	RD									con Fin.	Confin.
E1 VIGA 11	15.84	17.90	24.29	27.03	18.61	-5.19	16.31	13.34	9.60	6.71		# 4	15.5	7.0	10 cm	15 cm
L = 4.75	14.10	10.14	21.91	16.21	-2.22	13.64										
VIGA 12	17.90	17.90	27.03	27.03	17.10	-4.60	16.80	11.59	9.60	7.20		# 4			10 cm	15 cm
L = 5.25	10.14	10.14	16.21	16.21	0.67	11.89										
VIGA 13	17.90	12.12	27.03	19.11	17.10	-4.60	16.80	10.08	9.60			# 4			10 cm	15 cm
L = 5.25	10.14	10.14	16.21	16.21	2.18	10.38										
VIGA 14	12.12	14.10	19.11	21.91	16.44	-1.66	16.14	10.06	9.60	6.54		# 4			10 cm	15 cm
L = 6.25	10.14	10.14	16.21	16.21	4.41	10.36										
VIGA 15	14.10		21.90		5.44		5.13	0.00	9.60			# 4			10 cm	15 cm
L = 2.10	10.14		16.21		5.44											
VIGA 16	10.14	12.99	16.21	20.35	12.54	-1.12	12.24	13.11	9.60			# 4			10 cm	15 cm
L = 4.75	10.14	10.14	16.21	16.21	-1.98	13.41										
VIGA 17	12.99	12.99	20.35	20.35	13.24	-0.68	12.94	12.94	9.60			# 4			10 cm	15 cm
L = 5.25	10.14	10.14	16.21	16.21	-0.68	13.24										
VIGA 18	12.99	12.99	20.35	20.35	13.24	-0.68	12.94	12.94	9.60			# 4			10 cm	15 cm
L = 5.25	10.14	10.14	16.21	16.21	-0.68	13.24										
VIGA 19	12.99	14.02	20.35	21.79	13.27	1.57	12.97	13.20	9.60			# 4			10 cm	15 cm
L = 6.25	10.14	10.14	16.21	16.21	1.34	13.50										
VIGA 20	14.02		21.79		5.54											
L = 2.10	10.14		16.21		5.54											

VIGAS REFUERZO TRANSVERSAL

REFERENCIA	AS1		AS3		MP1		MP3		RA		RB		RC		RD		VOLT1	VOLT2	COVC	COVS	VS	S	Smax	Smin	Zona	Zona no confin.
	AS2	AS4	MP2	MP4	RA	RB	RC	RD																		
E1 VCA 11	25.35	25.35	31.69	31.69	20.78	20.78	31.69	31.69	21.26	-0.84	21.26	-0.84	21.26	-0.84	21.26	-0.84	20.98	20.98	8.62	12.36		# 3	16	7.0	10 cm	20 cm
L=4.75	15.21	15.21	20.78	20.78	20.78	20.78	31.69	31.69	21.26	-0.84	21.26	-0.84	21.26	-0.84	21.26	-0.84	20.95	20.95	8.62	12.33		# 3			10 cm	20 cm
L=5.25	15.21	15.21	20.78	20.78	20.78	20.78	31.69	31.69	21.26	-0.84	21.26	-0.84	21.26	-0.84	21.26	-0.84	20.92	20.92	8.62	12.30		# 3			10 cm	20 cm
L=5.25	15.21	15.21	20.78	20.78	20.78	20.78	31.69	31.69	21.26	-0.84	21.26	-0.84	21.26	-0.84	21.26	-0.84	20.92	20.92	11.56	9.36		# 3			10 cm	20 cm
L=8.25	15.21	15.21	28.76	28.76	44.99	28.76	28.76	28.76	21.26	-0.84	21.26	-0.84	21.26	-0.84	21.26	-0.84	20.92	20.92	8.62	11.27		# 3			10 cm	20 cm
VCA 15	25.35	31.69	31.69	31.69	5.48	5.48	5.48	5.48	5.44	0.00	8.62						5.44	0.00	8.62	11.27		# 3			10 cm	20 cm
L=2.10	15.21	20.78	20.78	20.78	20.17	20.17	20.17	20.17	0.25	19.89	21.24	8.62	11.27				19.89	21.24	8.62	11.27		# 3			10 cm	20 cm
L=4.75	20.28	20.28	26.53	26.53	26.53	26.53	26.53	26.53	-1.10	21.52	21.24	8.62	12.77				19.89	21.24	8.62	12.77		# 3			10 cm	20 cm
L=5.25	20.28	20.28	26.53	26.53	26.53	26.53	26.53	26.53	21.70	21.52	21.39	8.62	12.77				21.39	21.39	8.62	12.77		# 3			10 cm	20 cm
L=5.25	20.91	20.91	27.20	27.20	27.20	27.20	27.20	27.20	21.24	21.70	21.39	8.62	12.77				21.39	21.39	8.62	12.77		# 3			10 cm	20 cm
VCA 17	20.91	20.91	27.20	27.20	27.20	27.20	27.20	27.20	21.24	21.70	21.39	8.62	12.77				21.39	21.39	8.62	12.77		# 3			10 cm	20 cm
L=5.25	20.91	20.91	27.20	27.20	27.20	27.20	27.20	27.20	21.24	21.70	21.39	8.62	12.77				21.39	21.39	8.62	12.77		# 3			10 cm	20 cm
VCA 18	20.91	20.91	27.20	27.20	27.20	27.20	27.20	27.20	21.24	21.70	21.39	8.62	12.77				21.39	21.39	8.62	12.77		# 3			10 cm	20 cm
L=5.25	20.28	20.28	26.53	26.53	26.53	26.53	26.53	26.53	21.24	21.70	21.60	8.62	12.98				21.60	21.60	8.62	12.98		# 3			10 cm	20 cm
L=5.25	20.28	20.28	26.53	26.53	26.53	26.53	26.53	26.53	21.24	21.70	21.60	8.62	12.98				21.60	21.60	8.62	12.98		# 3			10 cm	20 cm
VCA 19	20.91	20.91	38.18	38.18	38.18	38.18	38.18	38.18	1.48	21.94	25.46	11.56	13.90				25.46	25.46	11.56	13.90		# 3			10 cm	20 cm
L=6.25	20.28	20.28	37.17	37.17	37.17	37.17	37.17	37.17	1.68	25.80	25.46	11.56	13.90				25.46	25.46	11.56	13.90		# 3			10 cm	20 cm
VCA 20	15.21	20.77	20.77	20.77	3.20	3.20	3.20	3.20																		
L=2.10	10.14	14.44	14.44	14.44	3.20	3.20	3.20	3.20																		

EJE 2x CURRO 1

VIGAS REFUERZO TRANSVERSAL

REFERENCIA	AS1	AS3	MP1	MP3	RA	RB	Vort 1	Vort 2	coVe	coVs	Vs	S	Smax	Smin	Zona con Fin.	Zona no Confin.
	AS2	AS4	MP2	MP4	RC	RD										
E O VGA 7 L = 4.60	17.90	17.90	27.03	21.91	14.84	-5.81	14.21	14.84	9.60						10 cm	15 cm
	14.10	14.10	21.91	27.03	-5.81	15.47										
E O VGA 8 L = 7.25	17.90	17.90	27.03	18.21	13.87	1.94	13.24	14.02	9.60						10 cm	15 cm
	14.10	14.10	21.91	27.03	1.16	-14.65										
VGA 9 L = 4.60	14.10	14.10	21.91	21.91	12.73	-3.07	12.10	12.10	9.60						10 cm	15 cm
	10.14	10.14	14.44	14.44	-3.07	12.73										
VGA 10 L = 7.25	14.10	14.10	21.91	21.91	13.16	2.64	12.51	12.51	9.60						10 cm	15 cm
	10.14	10.14	16.21	16.21	2.64	13.16										
E N VGA 7 L = 4.60	11.72	11.72	16.48	11.18	15.45	-4.87	14.73	6.53	8.62	6.11	# 3	24.33			10 cm	15 cm
	7.70	7.70	11.18	16.48	-3.42	7.16										
E N VGA 8 L = 7.25	11.72	11.72	18.53	18.53	20.11	-2.71	19.39	5.13	9.60	9.79	# 3	16.91			10 cm	15 cm
	7.70	7.70	12.52	12.52	11.55	5.85										
E N VGA 9 L = 4.60	11.72	11.72	16.48	11.48	15.45	-4.87	14.73	6.53	8.62	6.11	# 3	24.33			10 cm	15 cm
	7.70	7.70	11.18	16.48	-3.42	7.16										
E N VGA 10 L = 7.25	11.72	11.72	18.53	18.53	20.11	-2.71	19.39	6.53	9.60	9.79	# 3	16.91			10 cm	15 cm
	7.70	7.70	12.52	12.52	11.55	5.85										
E M VGA 7 L = 4.60	15.52	17.90	21.14	16.37	15.31	-4.27	14.59	11.94	8.62	5.97	7	# 3	24.33		10 cm	15 cm
	11.72	11.64	16.48	23.90	-1.62	12.66										
VGA 8 L = 7.25	17.90	17.90	27.03	18.41	16.16	1.24	15.44	13.05	9.60	5.84	6.9	# 3	28.34		10 cm	15 cm
	11.64	11.64	18.41	27.03	3.63	13.77										
VGA 9 L = 4.60	14.10	15.84	21.91	24.30	13.81	-2.78	13.09	13.81	8.62	4.99	# 3	29.78		10 cm	15 cm	
	10.14	10.14	16.21	16.21	-3.29	14.33										
VGA 10 L = 7.25	15.84	14.10	24.30	21.90	14.65	3.47	13.90	13.57	9.60	4.30	# 3	38.48		10 cm	15 cm	
	10.14	10.14	16.21	16.21	3.81	14.32										

VIGAS REFUERZO TRANSVERSAL

REFERENCIA	AS1	AS3	AS4	AS2	MP1	MP2	MP4	RA	RB	RD	VOLT 1	VOLT 2	SVd	SVB	SV	S	Smax	Smin	Zona	Zona no
B VOA 7	11.72	13.48	13.48	13.48	18.65	18.65	18.65	18.65	20.99	-1.42	20.18	8.02	9.60	10.58		# 3			10 cm	15 cm
L = 4.60	7.76	7.76	7.76	7.76	11.28	11.28	11.28	11.28	9.08							25.1				
VGA 8	13.48	13.48	13.48	13.48	18.65	18.65	18.65	18.65	20.99	-1.42	20.18	8.02	9.60	10.58		# 3			10 cm	15 cm
L = 7.25	7.76	7.76	7.76	7.76	11.28	11.28	11.28	11.28	9.08							15.7				
VGA 9	7.76	11.72	11.26	11.26	16.47	10.83	1.04	11.19	0.26	8.62	3.30					# 3			10 cm	15 cm
L = 4.60	7.76	7.76	7.76	7.76	11.26	11.96	-0.09	11.19	0.26	8.62	3.30					45				
VGA 10	11.72	11.72	16.47	16.47	12.53	-0.11	11.80	13.07	9.60	2.20						# 3			10 cm	15 cm
L = 7.25	7.76	7.76	7.76	7.76	12.62	12.62	5.77	13.80								75.2				
EG VOA 7	11.72	16.48	16.48	16.48	11.40	-0.68	10.70	10.67	8.62	2.05						# 3			10 cm	15 cm
L = 4.60	7.70	7.70	7.70	7.70	11.18	-0.65	10.70	10.67	8.62	2.05						72.4				
VGA 8	11.72	18.53	18.53	18.53	13.13	4.56	12.40	12.40	9.60	2.55						# 3			10 cm	15 cm
L = 7.25	7.70	7.70	7.70	7.70	12.52	12.52	4.56	13.13	9.60	2.55						66.2				
VGA 9	11.72	16.48	16.48	16.48	10.25	0.46	9.55	11.97	8.62	0.93						# 3			10 cm	15 cm
L = 4.60	7.70	7.70	7.70	7.70	11.18	-0.06	9.55	11.97	8.62	0.93						159				
VGA 10	11.72	18.53	18.53	18.53	12.83	4.83	10.10	13.17	9.60	2.50						# 3			10 cm	15 cm
L = 7.25	7.70	7.70	7.70	7.70	12.52	12.52	3.79	13.90	9.60	2.50						66.2				

I. INTRODUCCION

En el presente informe se describen los resultados obtenidos en el trabajo de investigación del suelo, que hemos efectuado en el área donde se construirá el edificio de la RESIDENCIA DE MUJERES al norte de la Universidad de El Salvador frente a la antigua RESIDENCIA DE VARONES. donde hoy funciona el Departamento de Matemáticas.

El estudio se realizó a solicitud de la coordinación del trabajo de graduación.

II-CONTENIDO

- I INTRODUCCION
- II CONTENIDO
- III OBJETIVO
- IV DESCRIPCION DEL LUGAR
- V TRABAJO DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO
- VI RESULTADO OBTENIDOS
- VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- VIII ANEXOS
 - A- PLANO DE UBICACION DE SONDEO
 - B- PERFILES ESTRATIGRAFICOS
 - C- HOJAS DE EXPLORACION DEL SUB-SUELO

III. OBJETIVO

El objeto de la investigación fue determinar las condiciones prevalecientes del subsuelo con el propósito de utilizar la información ingenieril del mismo para definir la cota de fundación, el tipo de cimentación y las obras de protección más adecuada a utilizar en el proyecto.

Para tal fin se realizaron ocho(8) sondeos explorativos, con equipo de penetración estandar, distribuidos según se muestra en el esquema anexo, la máxima profundidad explorada fue de 6.5 mts, detectandose suelo compacto en el fondo de cada sondeo.

IV. LOCALIZACION Y DESCRIPCION DEL LUGAR

El sitio estudiado se encuentra al interior de la Universidad de El Salvador, en los limites de la facultad de Ingenieria y Arquitectura.

El terreno es plano y esta ubicado donde actualmente funciona el cafetín universitario, al Norte el departamento de Matemáticas, al Oriente un talud sobre el terreno con un desnivel 1.5 mts al fondo una cancha de baloncesto, al sur la Administración Académica Central, al poniente con oficinas centrales de Rectoria.

V- TRABAJO DE CAMPO Y ENSAYO DE LABORATORIO

El equipo utilizado para realizar este tipo de perforaciones consiste en una máquina motorizada la cual incluye todas las herramientas necesarias para efectuar el ensayo de "Penetración Estandar" de acuerdo con la norma ASTM designación 1586. Las características de dicha herramientas son las siguientes:

Diametro cuchara muestrera	2 pulgadas.
Longitud cuchara muestrera	18 pulgadas.
Peso del martillo hincador	140 libras.
Altura caída del martillo	30 pulgadas.

El ensayo de penetración estandar se realizó en este estudio en forma continua desde la superficie hasta la profundidad de exploración, ejecutandose previamente en el ensayo la correspondiente limpieza del agujero de perforación.

El total de perforaciones ejecutadas fue de ocho(8), habiendose ubicado en la forma más conveniente dentro del área de interés, tal como se indica en el dibujo anexo A.

TRABAJO DE LABORATORIO

Las muestras de suelos obtenidas por medio de los procedimientos anteriores escritos fueron sometidas a los siguientes ensayos de laboratorios:

- a) Determinación de su contenido de humedad de acuerdo a la norma ASTM designación 2216, previamente a su clasificación detallada.
- b) Clasificación detallada utilizando el "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos", de acuerdo con la norma ASTM designación 2487.
- c) Descripción e identificación de suelos procedimiento Visual Manual ASTM D 2448

Los resultados obtenidos en el ensayo de laboratorio se presentan en las hojas de registro de campo de las perforaciones.

VI-RESULTADO OBTENIDOS

Para tener una mejor visualización de las características de los suelos se trazaron por ejes convenientes del terreno los perfiles estratigraficos identificados como 1-2-3, 4-6-3, 5-8-4, 1-7-5 de los cuales se determino lo siguiente:

a) Estratigrafia

La estratigrafía del lugar presento características bastantes homogénea.

Un estrato superficial del suelo orgánico y contaminación con orgánicos detectados en todos los sondeos excepto en el sondeo número cinco.

El próximo estrato se encuentra limo-arenoso color café claro con pomez 50 ± 60% y arena limosa de color café claro con pomez 25 ± 40%.

b) Resistencia a la penetración

En base al número de golpes de la prueba de penetración estandar la compacidad de los suelos puede clasificarse como se detalla en el siguiente cuadro.

SUELOS FRICCIONANTES						
COMPA CIDAD	MUY SUELTO	SUELTO	SEMI SUELTO	SEMI COMPACTO	COMPACTO	MUY COMPACTO
N	0 - 4	5 - 10	11- 20	21- 30	31 - 50	+ 50

c) Los contenidos naturales de humedad del sub suelo en la zona estudiada, varia entre 8.16 y 22.86 por ciento, detectandose los valores maximos,minimos y promedios, en cada sondeo segun se detalla a continuacion:

SONDEO	W MAX.% PROF. (MTS)	W MIN% PROF. (MTS)	W PROMEDIO %
1	22.77 (5.0)	11.45 (1.0)	18.33 +3
2	22.86 (0.5)	8.23 (3.0)	13.69 +4
3	16.16 (0.5)	8.23 (1.0)	12.06 +3
4	18.98 (6.5)	11.98 (1.5)	14.98 +2
5	22.84 (6.5)	12.52 (3.0)	18.56 +3
6	21.00 (4.0)	8.77 (1.0)	15.42 +5
7	20.39 (5.0)	9.50 (1.0)	15.32 +3
8	20.78 (4.0)	10.10 (1.0)	16.79 +3

d) TABULACION DE N

Dada la relacion que existe entre N y la capacidad de carga del suelo se presenta una tabla de los valores de N en cada sondeo, el asterisco(*) indica organico y el signo mas (+) contaminado con organico.

Prof.	s1	s2	s3	s4	s5	s6	s7	s8
0.5	24 +	10 *	21 *	27 +	15	11 *	8 *	9 *
1.0	24	13 *	13 +	21	23	18	27 +	31 +
1.5	18	17 *	17 +	22	34	29	32 +	26
2.0	13	20	19 +	35	40	36	42	26
2.5	20	18	24	36	38	42	54	34
3.0	30	30	23	37	29	41	56	30
3.5	31	26	44	32	29	39	40	29
4.0	33	18	50	29	29	36	44	29
4.5	27	24	-	29	25	33	39	-
5.0	29	30	-	30	24	30	30	-
5.5	26	32	-	26	26	29	31	-
6.0	29	33	-	30	31	31	38	-
6.5	36	35	-	29	33	29	-	-

VIII-CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- a) Se detecta suelo orgánico según se encuentra en el siguiente cuadro

SONDEOS	SUELOS ORGANICO (Mts)
S2	0,00 - 1.50
S3	0.00 - 0.50
S6	0.00 - 0.50
S7	0.00 - 0.50
S8	0.00 - 0.50

- b) Los contenidos de humedad promedio de los suelos del sitio no exceden al 20%
- c) Para los estratos detectados, siempre que no estén contaminados con orgánicos, se pueden tomar los siguientes parámetros para análisis numéricos de sus propiedades

SUELOS FRICCIONANTES	
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA	N
29	5 - 10 *
30	11 - 15
31	16 - 20
32	21 - 25
33	26 - 30

* NOTA

Bajo las circunstancias señaladas sera necesario considerar la posibilidad de "falla local" con los siguientes valores

$$\sigma_v' = \text{Arco. tgr} \left(\frac{2}{3} \sigma_v \right)$$

+ Pero volumetrico húmedo = 1.8 ton/m³

+ Cohesión aparente C = 0

d) Si la presión de contacto estructura suelo se fija en 2.5 Kg /cm² y se toma una profundidad de desplante de 2.0 mts. Unicamente debera hacerse las mejoras al suelo como se muestra en el cuadro

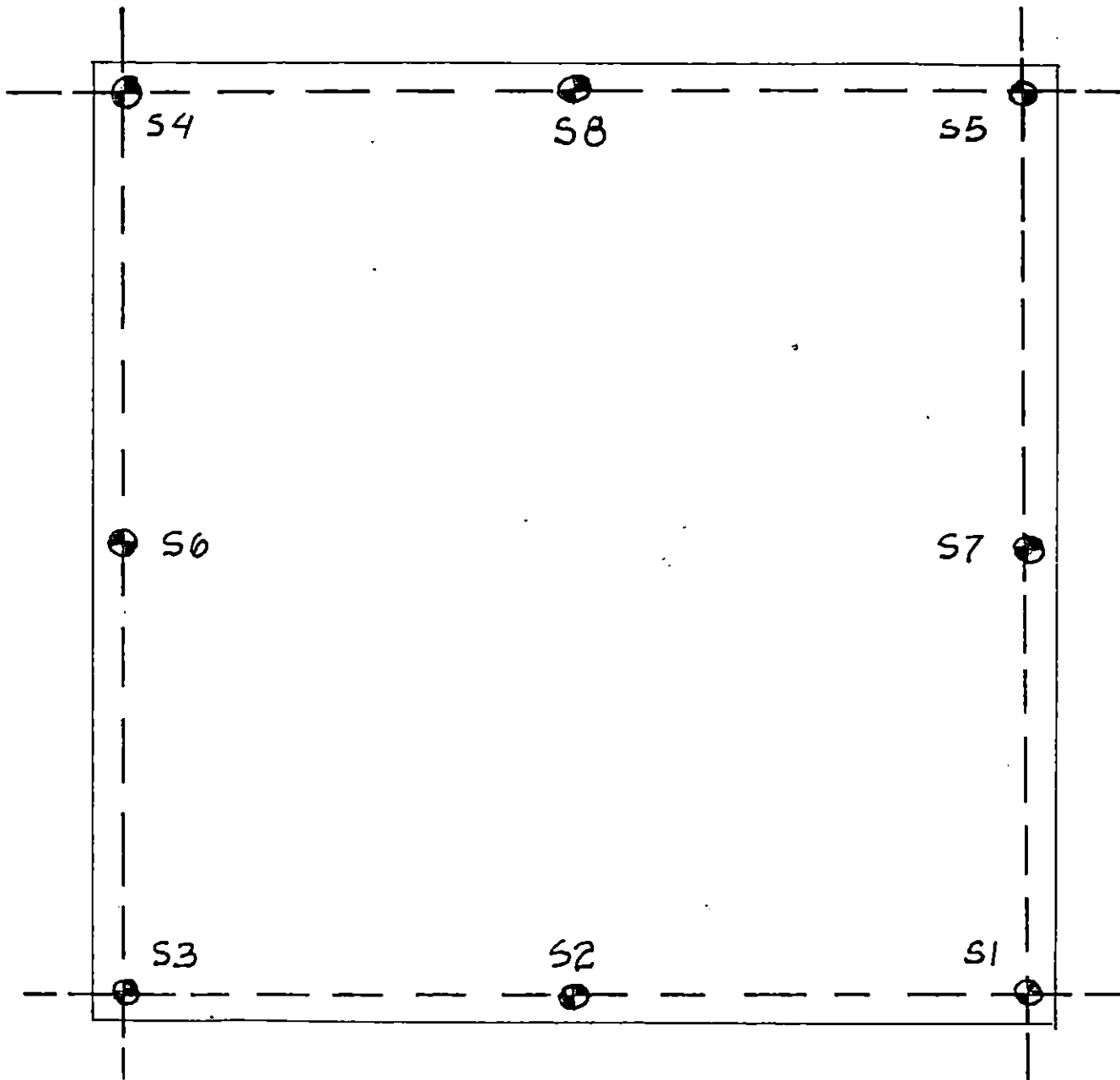
SONDEO #	CORTE Y RESTITUCION (mts) *
1	0.50
2	0.50
3	1.00

*NOTA

Restitución con suelo-cemento proporción 20:1 compactando al 95% de la máxima densidad obtenida en el ensayo AASHTO T-134

- e) Evitar cualquier empozamiento de agua en las excavaciones a fin de que no se produzca infiltraciones ya que el suelo es susceptible a la erosión, tubificación y a perder la resistencia al corte cuando se satura.

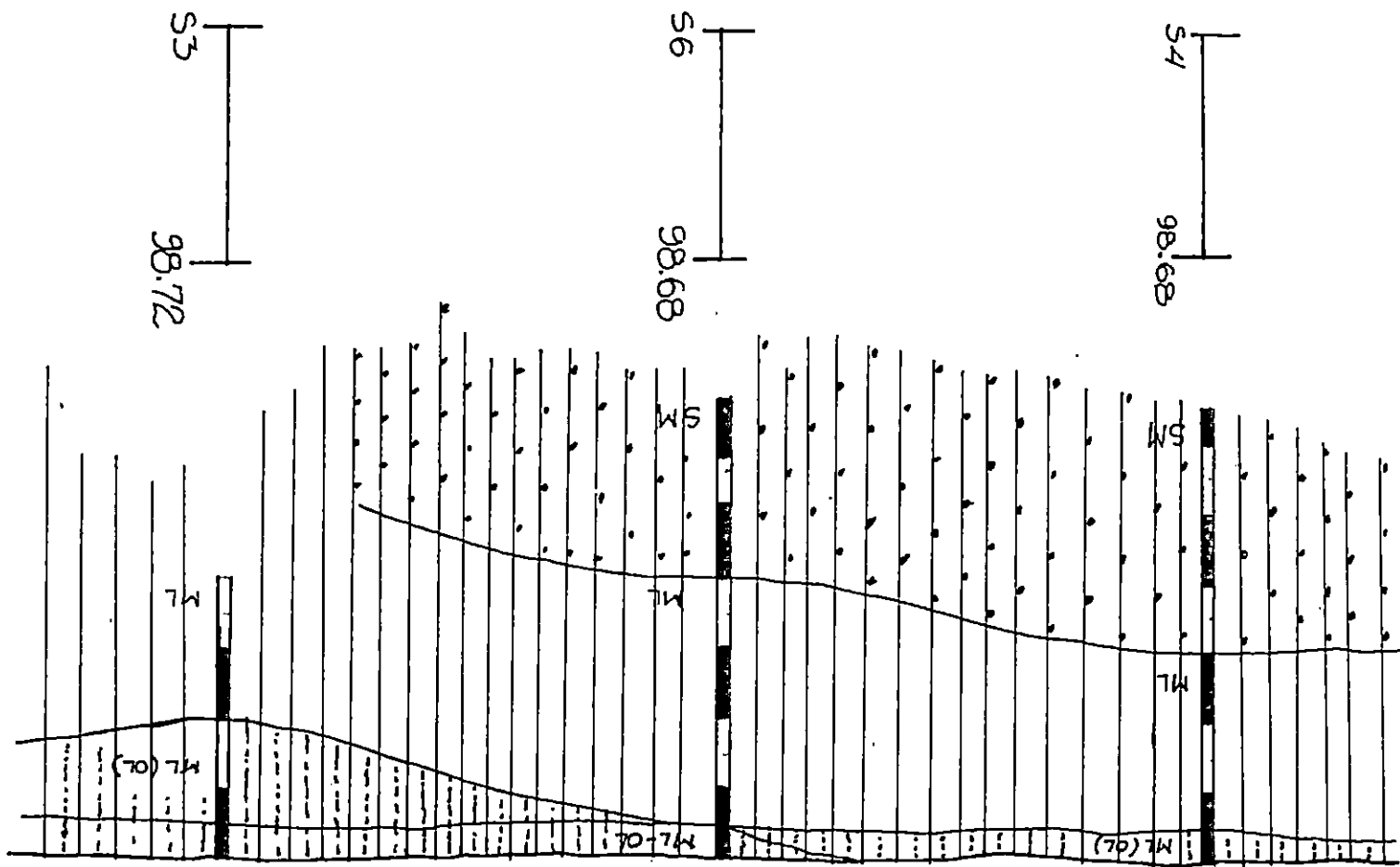
- f. El control de laboratorio durante se efectuen los trabajos de corrección de los suelos para la cimentación será necesario.



ESCALA
1:200

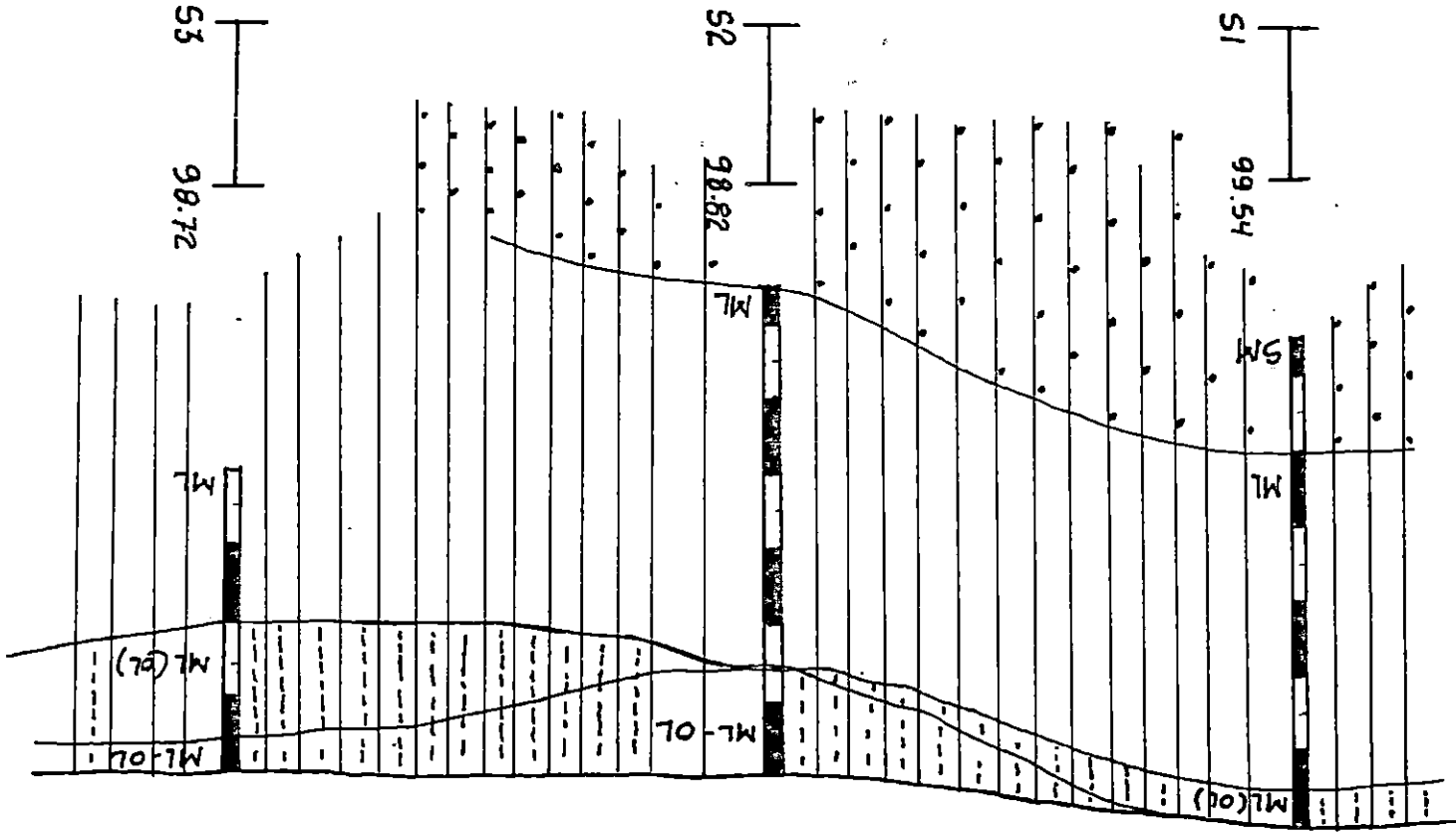


ESCALAS
H 1:200
V 1:100



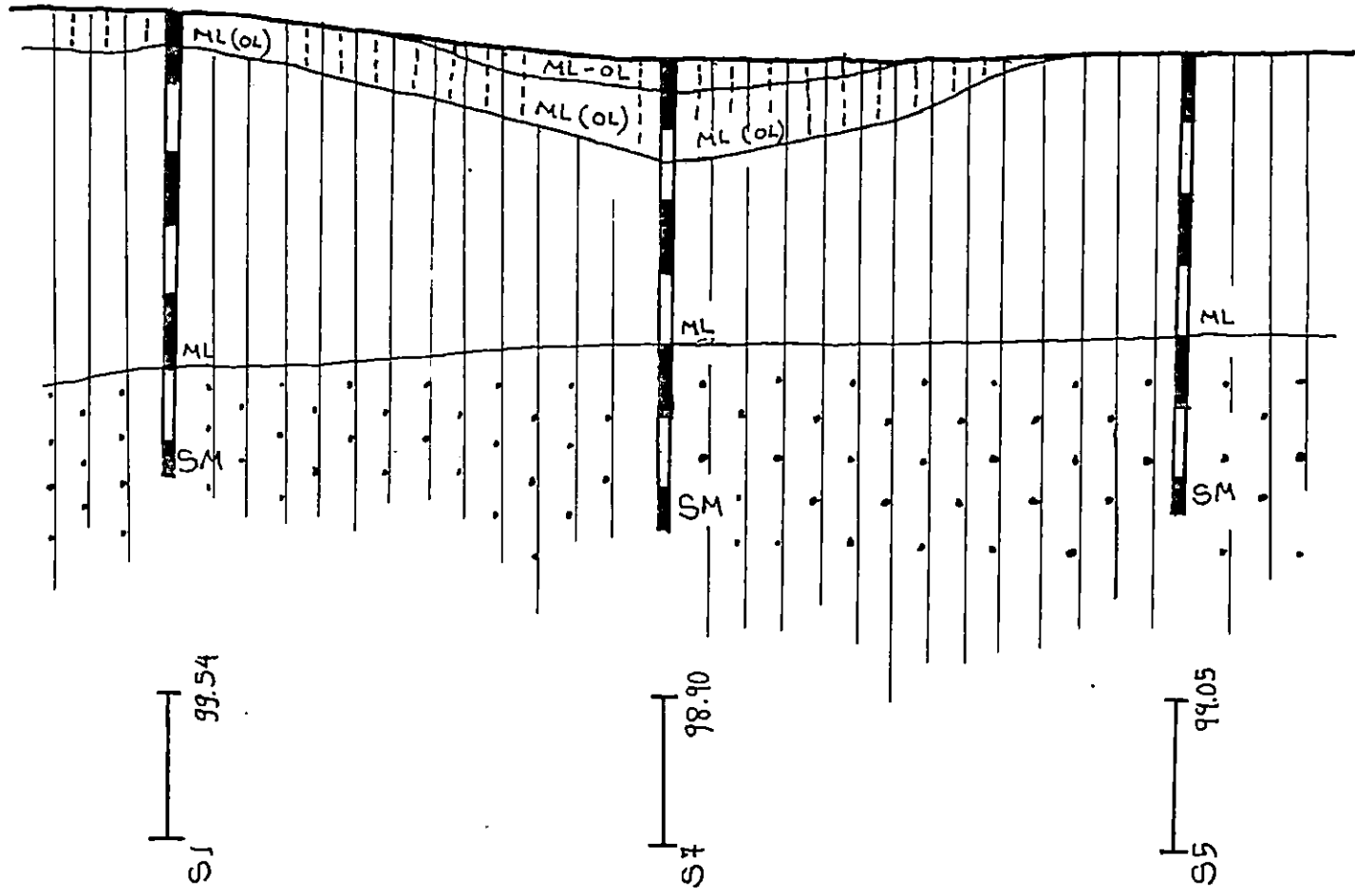
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100
101

ESCALAS
1:200
V 1:100



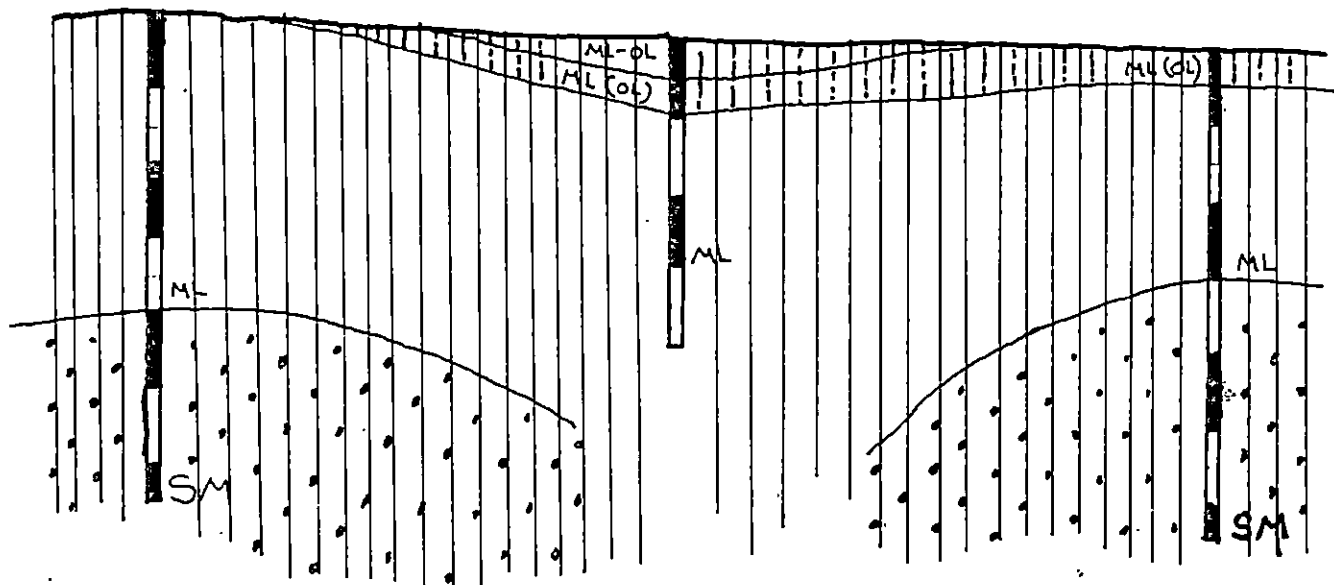
06
16
26
36
46
56
66
76
86
96
100
101

101
100
99
98
97
96
95
94
93
92
91
90



ESCALAS
H 1:200
V 1:100

101
100
99
98
97
96
95
94
93
92
91
90



ESCALAS
H 1:200
V 1:100

99.05
S5

98.75
S8

98.68
S4

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

Obra : RESIDENCIA DE MUJERES

Estructura: EDIFICIO

Localización: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

Sondeo: 1 / 8

Fecha: 29 MAYO 1994

Revisa: GARCIA PORTAL

PROFUNDIDAD EN METROS	RECUPE RACION	RESISTENCIA A LA PENETRACION (cm)				HUMEDAD (%)	C L A S I F I C A C I O N
		20	15	15	11		
0.5	36	0	11	13	24	5.00	Limo arenoso poyitico contaminado con organico color cafe claro
1.0	36	13	12	12	24	11.45	Limo arenoso inorganico poyitico color cafe claro
1.5	39	18	11	7	18	13.00	" "
2.0	40	7	5	8	13	18.82	" "
2.5	38	13	10	10	20	15.57	" "
3.0	41	19	15	15	30	17.90	" "
3.5	39	22	19	12	31	19.72	" "
4.0	44	21	18	15	33	19.91	" "
4.5	41	21	16	11	27	22.04	" "
5.0	44	17	15	14	29	22.77	" "
5.5	41	18	13	13	26	20.31	Árena limosa poyitica color cafe claro
6.0	42	17	14	15	29	19.00	" "
6.5	42	20	18	18	36	19.48	" "

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

Obra : RESIDENCIA DE MUJERES

Estructura: EDIFICIO

Localización: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

Sondeo: 2 / 8

Fecha: 23 MAYO 1994

Revisa: GARCIA PORTAL

PROFUNDIDAD EN METROS	RECUPE RACION	RESISTENCIA A LA PENETRACION (cm)				HUMEDAD (%)	CLASIFICACION
		20	15	15	N		
0.5	41	4	5	5	10	22.86	Lima arenoso organico color cafe oscuro
1.0	42	5	7	6	13	11.64	" "
1.5	36	7	8	9	17	14.31	" "
2.0	40	12	8	12	20	9.33	Lima arenoso inorganico color cafe claro
2.5	37	14	9	9	18	8.91	" "
3.0	43	14	15	15	30	8.23	" "
3.5	41	14	10	16	26	8.7	" "
4.0	32	20	9	9	18	11.02	" "
4.5	46	12	10	14	24	12.22	" "
5.0	41	20	14	16	30	16.67	Lima arenoso positico color. cafe claro
5.5	43	22	17	15	32	17.63	" "
6.0	41	20	16	17	33	17.97	" "
6.5	43	26	18	17	35	18.43	" "

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

Obra: RESIDENCIA DE MUJERES

Localización: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

Estructura: EDIFICIO

Sondeo: 4 / 8

Fecha: 23 DE MAYO 1994

Revisó: CAMPOS GUIDO

CLASIFICACION	HUMEDAD (%)	RESISTENCIA A LA PENETRACION (cm)				RECUPERACION	PROFUNDIDAD EN METROS
		20	15	15	N		

Limo arenoso contaminado con organico color cafe claro	12.02	27	21	6	8	38	0.5
Limo arenoso inorganico color cafe claro	12.52	21	11	10	25	28	1.0
Limo arenoso pomico inorganico color cafe claro	11.98	22	10	12	21	42	1.5
"	13.50	35	19	16	19	42	2.0
"	13.91	36	20	16	26	39	2.5
"	16.75	37	21	16	25	43	3.0
arena limosa punitica color cafe claro	14.89	32	17	15	26	43	3.5
"	15.91	29	14	15	25	44	4.0
"	14.23	29	14	15	20	41	4.5
"	15.94	30	14	16	20	43	5.0
"	15.59	26	12	14	22	41	5.5
"	18.49	30	15	15	21	42	6.0
"	18.98	29	16	13	25	42	6.5

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

Obra : RESIDENCIA DE MUJERES

Estructura: EDIFICIO

Localización: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

Sondeo: 5 / 8

Fecha: 23 DE MAYO 1994

Revisa: CABEZAS TORRES

PROFUNDIDAD EN METROS	RECUPE RACION	RESISTENCIA A LA PENETRACION (cm)				HUMEDAD (%)	C L A S I F I C A C I O N
		20	15	15	N		
0.5	37	6	6	9	15	15.76	Limo arenoso punitico color cafe claro
1.0	38	13	11	12	23	16.37	" "
1.5	44	21	16	18	34	16.46	" "
2.0	43	30	20	20	40	17.12	" "
2.5	45	31	20	18	38	19.33	" "
3.0	41	27	14	15	29	12.52	" "
3.5	43	21	14	15	29	21.39	" "
4.0	43	22	15	14	29	20.61	" "
4.5	39	18	12	13	25	20.34	Arena limosa punitica color cafe claro
5.0	42	19	11	13	24	19.01	" "
5.5	45	21	13	13	26	19.39	" "
6.0	42	21	16	15	31	20.28	" "
6.5	45	24	16	17	33	22.84	" "

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

Obra : RESIDENCIA DE MUJERES

Estructura: EDIFICIO



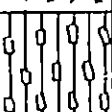

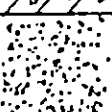
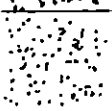
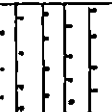

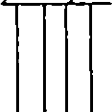
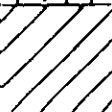


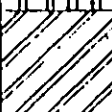
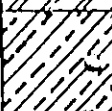
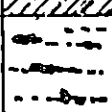
Localización: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

Sondeo: 6 / 8

Fecha: 23 DE MAYO 1994

Revisa: CABEZAS TORRES

PROFUNDIDAD EN METROS	RECUPE RACION	RESISTENCIA A LA PENETRACION (cm)				HUMEDAD (%)	CLASIFICACION
		20	15	15	N		
0.5	37	3	4	7	11	20.90	Limo arenoso organico color cafe oscuro
1.0	40	12	9	9	18	8.77	arena puritica inorganica color cafe claro
1.5	39	20	14	15	29	9.43	" "
2.0	40	30	17	19	36	9.77	Limo arenoso puritico color cafe claro
2.5	46	35	21	21	42	10.78	" "
3.0	39	36	20	21	41	12.12	" "
3.5	45	33	20	19	39	13.86	" "
4.0	38	31	20	16	36	21.00	" "
4.5	45	29	17	16	33	16.19	arena limosa puritica color cafe claro
5.0	42	34	16	14	30	20.91	" "
5.5	39	19	15	14	29	17.78	" "
6.0	42	20	15	16	31	18.32	" "
6.5	42	23	14	15	29	20.27	" "

DIVISIONES PRINCIPALES		REPRESENT. GRAFICA.	NOMBRES TIPICOS	
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS MAS DEL 50% ES RETENIDO EN LA MALLA 200	GRAVAS 50% O MAS DE LA FRACCION GRUESA SE RETIENE EN LA MALLA No. 4	GRAVAS LIMPIAS	GW 	GRAVAS BIEN GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVAS Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS.
		GRAVAS CON FINOS	GP 	GRAVAS MAL GRADUADAS MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS.
			GM 	GRAVAS LIMOSAS MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO.
		GC 	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE GRAVA ARENA Y ARCILLA.	
	ARENAS MAS DEL 30% DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA No. 4	ARENAS LIMPIAS	SW 	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCO O NADA DE FINOS.
			SP 	ARENAS MAL GRADUADOS, ARENA CON GRAVA, CON POCO O NADA DE FINOS.
		ARENAS CON FINOS	SM 	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO.
			SC 	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y ARCILLA.
SUELOS DE GRANO FINO 50% O MAS PASA LA MALLA 200	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO DE 50% O MENOR	ML 	LIMOS INORGANICOS, ARENAS MUY FINAS POLVO DE ROCA, LIMOS ARENOSOS O ARCILLOSOS LIGERAMENTE PLASTICOS	
		CL 	ARCILLAS INORGANICAS DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD, ARCILLAS CON GRAVA ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS	
		OL 	LIMOS ORGANICOS, ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD.	
	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50%	MH 	LIMOS INORGANICOS, LIMOS MICACEOS Y DIATOMACEOS, LIMOS ELASTICOS	
		CH 	ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD, ARCILLAS FRANCAS	
		OH 	ARCILLAS ORGANICAS DE MEDIA A ALTA PLASTICIDAD, LIMOS ORGANICOS DE MEDIA PLASTICIDAD.	
SUELOS CON ELEVADA PROPORCION DE MATERIA ORGANICA	PI 	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICO		