

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE NICARAGUA  
(UNAN-MANAGUA)  
RECINTO UNIVERSITARIO RUBEN DARÍO  
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIAS  
CARRERA INGENIERIA CIVIL.**



**TRABAJO MONOGRÁFICO PARA OPTAR AL TÍTULO DE:  
INGENIERO CIVIL**

**TÍTULO.**

“PROPUESTA DE DISEÑO TÉCNICO DE EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA EL REEMPLAZO DEL INSTITUTO CATÓLICO “NUESTRO SEÑOR DE MILAGROS”, UBICADO EN EL MUNICIPIO DE EL SAUCE, DEPARTAMENTO DE LEÓN PARA UN PERIODO DE 30 AÑOS.”

**AUTORES:**

- BR. GUILLERMO ALBERTO GRADIZ GONZÁLEZ
- BR. JABNER BYCONI MARTÍNEZ LÓPEZ
- BR. JAVIER ANTONIO LÓPEZ LÓPEZ

**TUTOR:**

MSC. RAÚL MADRIGAL.

**MANAGUA, NICARAGUA, DICIEMBRE 2013**

## AGRADECIMIENTOS Y DEDICATORIA

### **Dios**

Por su infinita misericordia en darnos vida, y la oportunidad de alcanzar este triunfo en la vida

### **Mis Padres**

Mirna González Galán y Mario Gradiz por brindarme sus apoyos espirituales, económicos y ser ejemplos de lucha y perseverancia en el largo del camino de la vida.

Por su amistad a lo largo de toda la carrera y la realización de este trabajo.

### **Amigos**

Raúl Madrigal por compartir su experiencia y apoyo en este trabajo.

### **Al Ingeniero**

*Guillermo Gradiz González.*

## AGRADECIMIENTOS Y DEDICATORIA

### **Dios**

“Toda buena dadiva y don perfecto viene de lo alto”, si me fue posible alcanzar esta meta fue gracias a Él.

### **Mis Padres**

Por todo el apoyo que me ha dado Margarita López el cual me permitió culminar mis estudios, fue y será siempre ejemplo a seguir.

### **Amigos**

Por compartir su amistad y apoyarme a lo largo de estos años.

### **Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua.**

Por brindarme los programas y personas que hicieron posible mi formación académica.

### **Al Ingeniero**

Raúl Madrigal que me instruyo en todo momento, gracias por sus sabios consejos y por todo su apoyo.

*Javier López López*

## AGRADECIMIENTOS Y DEDICATORIA

### Dios

Por su infinita misericordia en darnos vida, y la oportunidad de alcanzar este triunfo en la vida

### Mis Padres

Nimian López y Byron Martínez por brindarme sus apoyos espirituales, económicos y ser ejemplos de lucha y perseverancia a lo largo del camino de la vida.

### Amigos

Por su amistad a lo largo de toda la carrera y la realización de este trabajo.

### Al Ingeniero

Raúl Madrigal por compartir su experiencia y apoyo en este trabajo.

*Jabner Martínez López*



**SIMBOLOS.**

<b>Símbolo</b>	<b>Definición.</b>
<b>Ag</b>	Área gruesa
<b>As</b>	Área de acero de refuerzo
<b>Av</b>	Área de varilla
<b>Az</b>	Área de zapata
<b>.b</b>	Base
<b>C</b>	Coefficiente para el cálculo de momento en losas, ACI
<b>Cm</b>	Centímetro
<b>cm<sup>2</sup></b>	Centímetro cuadrado
<b>CM</b>	Carga muerta
<b>CR</b>	Centro de rigidez
<b>CU</b>	Carga última
<b>CV</b>	Carga viva
<b>e</b>	Excentricidad
<b>ev</b>	Espesor equivalente de lámina troquelada.
<b>E</b>	Esbeltez en columna
<b>Es</b>	Módulo de elasticidad del concreto
<b>Ec</b>	Módulo de elasticidad del acero
<b>Fa</b>	Esfuerzo de compresión permisible
<b>Fa</b>	Esfuerzo en compresión actuante
<b>Fb</b>	Esfuerzo de flexión admisible
<b>Fni</b>	Fuerza por nivel
<b>f'C</b>	Resistencia del concreto
<b>fy</b>	Fluencia del acero
<b>hb</b>	Peralte de la mayor viga
<b>hc</b>	Peralte de la mayor columna
<b>hb</b>	Peralte de la mayor viga

<b>h<sub>r</sub></b>	Alto de costilla de lámina troquelada.
<b>I</b>	Inercia
<b>Kg</b>	Kilogramo
<b>Kn</b>	Rigidez de elemento
<b>Kp</b>	Factor de pandeo de la columna
<b>LO</b>	Longitud de confinamiento de estribos
<b>M(-)</b>	Momento negativo
<b>M(+)</b>	Momento positivo
<b>M<sub>b</sub></b>	Momento balanceado
<b>M<sub>Asmin</sub></b>	Momento que soporta el acero mínimo
<b>MV</b>	Momento de volteo
<b>P</b>	Carga
<b>PC</b>	Principio de curva
<b>PCV</b>	Principio de curva vertical
<b>P<sub>cr</sub></b>	Carga crítica de pandeo de Euler
<b>PI</b>	Punto de inflexión
<b>r</b>	Recubrimiento
<b>S</b>	Espaciamiento
<b>S<sub>x</sub></b>	Módulo de la sección
<b>t</b>	Espesor de lámina troquelada.
<b>t<sub>w</sub></b>	Espesor del acero
<b>w<sub>c</sub></b>	Peso del concreto por unidad de volumen.
<b>W<sub>r</sub></b>	Ancho de costilla de lámina troquelada.
<b>W<sub>r mayor</sub></b>	Ancho de costilla mayor de lámina troquelada
<b>l</b>	Longitud de claro libre.
<b>V</b>	Fuerza de corte
<b>V<sub>s</sub></b>	Valor del suelo
<b>W</b>	Carga uniformemente distribuida
<b>β<sub>d</sub></b>	Factor de flujo plástico del concreto

$\Psi$  Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación,  
de una columna.

$\phi$  Factor de reducción de resistencia.

## GLOSARIO.

**Acero Mínimo:** Cantidad de acero determinado por la sección y límite de fluencia, necesario para evitar los cambios de temperatura.

**Altimetría:** Levantamiento topográfico que permite el registro de elevaciones.

**Amplificador de momento:** Magnificador de Momentos – Factor de seguridad obtenido a partir de la evaluación de los efectos de esbeltez de las columnas.

**Carga muerta:** Son todas aquellas fuerzas que actúan en forma permanente sobre los elementos que la soportan.

**Carga viva:** Son todas aquellas fuerzas que actúan en forma no permanente sobre los elementos que la soportan.

**Corte basal:** Es la fuerza total lateral que se aplica a una edificación para simular respecto de un modelo matemático, los efectos del sismo en la estructura.

**Cota:** Altura con respecto a un punto.

**Cimentación:** Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravitará sobre ella, la cual transmitirá sobre el terreno las cargas correspondientes de una forma estable y segura.

**Diafragma:** Es una lámina o armadura colocada en un punto horizontal que transmite las fuerzas laterales a los marcos verticales y a muros cortantes.

**Ductilidad:** Capacidad de deformarse sin fractura en el rango inelástico, que presentan algunos materiales.

**Esfuerzo:** Intensidad de fuerza por unidad de área.

**Estribos:** Elemento de una estructura, elaborado de acero y su función es resistir el esfuerzo cortante.

**Excentricidad:** Es la distancia del centro de masa al centro de rigidez.

**Envolvente de momentos:** Diagrama de momentos donde se superponen los momentos producidos en la estructura, por las combinaciones de cargas, para determinar cuáles son los momentos críticos y proceder a diseñar los elementos de la estructura con ellos.

**Efecto de esbeltez:** Es la reducción de resistencia de elementos estructurales cuya relación longitud-peralte es grande, cuando son sometidos a compresión axial o flexo-compresión.

**Fatiga:** Estado que presenta un material después de estar sometido a esfuerzos de forma repetida, por encima de su límite de tenacidad.

**Fluencia:** Fenómeno que se caracteriza porque un material sufra grandes deformaciones al ser sometido a un esfuerzo constante, antes de producirse la falla, como es el caso del acero a refuerzo.

**Momento:** Esfuerzo al que está sometido un cuerpo, resultado de la aplicación de una fuerza a "x" distancia de su centro de masa.

**Rigidez:** Resistencia de un elemento estructural a la deformación.

**Mampostería:** Obra de albañilería formada por unidad o bloques de concreto o arcillas unidas con mortero. La mampostería reforzada se da cuando se agrega acero de refuerzo.

Momento resistente: Es el resultado de multiplicar la fuerza de tensión o la de compresión, por el brazo del par interno.

Momento último de diseño: Es el momento resistente afectado por un factor de magnificación, el cual nos asegura que los elementos estructurales son diseñados para soportar las fuerzas internas actuantes con un cierto margen de seguridad.

Sismo: Es una sacudida o aceleración de la corteza terrestre, por un acomodamiento de las placas, a una cierta profundidad, partiendo de un epicentro.

ACI 318-08. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318R-08). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario.

RNC-07. Reglamento Nacional de Construcción, publicado por el Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI) en enero del año 2007.

## RESUMEN.

El presente trabajo Monográfico, presenta la propuesta de diseño técnico preliminar del edificio escolar, para satisfacer las necesidades de la creciente población estudiantil del Instituto Católico Nuestro Señor de Milagros, el cual se encuentra ubicado en el Municipio de El Sauce, Departamento de León, y está conformado de la siguiente forma:

La primera fase, se refiere a la descripción del municipio sus generalidades y principales características propias de el como por ejemplo su población, infraestructura escolar existente y las necesidades primordiales de construcción que requiere dicho municipio, la segunda fase contiene la realización del Marco Teórico donde se efectuó una investigación, por medio de la cual se describen los diferentes criterios y Métodos para el diseño de la edificación escolar.

En la primera fase, se presentó un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos de infraestructura y el desarrollo de la solución de la problemática, con el diseño de un edificio escolar de dos niveles para el Municipio del Sauce, en la etapa de Marco Teórico se hace la descripción del proyecto, los diferentes estudios técnicos previos a cualquier desarrollo de un proyecto, Posteriormente se eligió el sistema estructural a utilizar el cual es estructuras de concreto reforzado, las herramientas y procesos para realizar el presente trabajo Monográfico.

En la tercera fase está la etapa de Desarrollo y Resultados donde se describe detalladamente la memoria de cálculo tanto del análisis estructural como del diseño estructural de la edificación.

## I. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo corresponde a la Propuesta de Diseño Técnico Preliminar de Edificación Escolar de dos Niveles para el Reemplazo del Instituto Católico Nuestro Señor de Milagros, el cual se encuentra ubicado en el Municipio de El Sauce, Departamento de León, la Infraestructura está compuesta por Marcos estructurales de Madera y muros de adobe, contruidos por el maestro de obra Pedro Carvajal, alrededor de 1,870.

El origen de este anteproyecto no solo yace en la necesidad de brindarle mayor seguridad al estudiantado y población en general, sino también en hacer de este centro un lugar mucho más funcional para obtener un mayor aprovechamiento de los recursos de los cuales dispondrá una vez reemplazado.

El Diseño Técnico Preliminar de la Edificación Escolar para el reemplazó se llevará a cabo exactamente donde se encuentran las instalaciones de dicho centro educativo, siendo su dirección actual de la Alcaldía Municipal 2 cuadras al este 75 vrs al sur, para poder realizar este reemplazo se debe tomar en cuenta que el diseño tanto arquitectónico como estructural se realizó de acuerdo al desarrollo económico de esta zona y tomando en cuenta también que este centro es subvencionado, por lo cual consta con la ayuda de la Delegación Municipal y de la Institución Católica de dicho Municipio.

En base a la observación in situ de algunas edificaciones y al desarrollo económico de este pequeño municipio, se diseñó este centro educativo de concreto reforzado, muros bloques de 6"x8"x16" de mampostería confinada y con un número máximo de 2 plantas.

En este estudio se abarcó el diseño arquitectónico, estructural, e instalaciones Hidrosanitario y Pluviales; al igual que también se determinó la cantidad de materiales a utilizar para su total construcción y el costo total de la obra.

## IIJUSTIFICACION

El Reemplazo del Instituto Católico Nuestro Señor de los Milagros del municipio Del Sauce, León; Contribuirá a la Población para que conste con la Educación Secundaria que es la base de los jóvenes para optar a una Educación Superior.

La ejecución del anteproyecto plantea la estructuración de un edificio de dos Plantas a base de Concreto Reforzado con un periodo de 30 años el cual beneficiará a toda la comunidad de adolescentes y la evolución de la infraestructura del municipio.

Con esto la comunidad de estudiantes tendrán el benéfico de recibir sus clases en Aulas que cumplen los Criterios de Organización, Arquitectónicos, Seguridad y Constructivos.

Se Prevé que con el nuevo sistema constructivo el instituto cumplirá con los criterios establecidos por el MINED para brindar una buena educación a la comunidad, esta será la más Interesada en que se lleve a cabo dicha Obra.

Mejorar los problemas de deterioro de la construcción actual que se encuentra en mal estado para impartir clases en las aulas ubicadas en la Estructura, de esta manera corriendo el riesgo de que sé que colapse, debido al alto riesgo sísmico del lugar.

La Educación es un proceso bastante complejo de formación permanente, personal, cultural y social, que implica una gran responsabilidad y se fundamenta en una concepción integral de la persona humana por tal motivo se tomó la decisión de desarrollar un proyecto integral acorde a la necesidad del estudiante y del centro para que así tenga un mejor ambiente para su crecimiento educacional.

### **III OBJETIVO GENERAL**

- ❖ Realizar la Propuesta de Diseño Técnico Preliminar de la Edificación Escolar de dos Niveles para el Reemplazo del “Instituto Católico Nuestro Señor de Milagros” para un periodo de 30 años en el municipio del Sauce, Departamento de León.

### **OBJETIVOS ESPECIFICOS.**

- ❖ Aplicar códigos modernos para los cálculos de cargas actuantes y análisis estructural del edificio educativo.
- ❖ Realizar los diseños técnicos: arquitectónicos, elementos estructurales, Hidrosanitario y eléctricos del “Instituto Católico Nuestro Señor de los Milagros”.
- ❖ Implementar las diferentes herramientas que ofrecen los software para el análisis el Sap2000 y para el dibujo de la edificación el AutoCAD 2013.
- ❖ Elaborar documentos de obra de la Edificación: Especificaciones técnicas, Presupuesto Preliminar y Planos Constructivos.

## IV DESCRIPCION Y GENERALIDADES DEL MUNICIPIO DE LA EDIFICACION ESCOLAR.

### 4.1 GENERALIDADES DEL MUNICIPIO.

#### A. UBICACIÓN GEOGRÁFICA:

El Sauce es un municipio del Departamento de León, está ubicado a 87 km de la cabecera departamental León y a 177 de la Ciudad Capital Managua, Ubicado entre las coordenadas Geográficas 12°53" de Latitud Norte y 86°32" de Longitud Oeste. Y limita geográficamente de la siguiente forma: al norte con los municipios de Achuapa y Estelí; al sur con el municipio de Larreynaga y Malpaisillo; al este con los municipios de San Nicolás de Estelí, Santa Rosa del Peñón y El Jícara; al oeste con el municipio de Villa Nueva. Altura Aproximada 163 metro sobre el nivel del mar.

#### B. SITUACIÓN DEMOGRÁFICA:

En el Municipio del Sauce, el cual se encuentra 30,440 habitante (Cifras Estimadas al 2000 según censo del 1995, INEC).

#### C. ACTIVIDADES ECONÓMICAS Y TIPO DE CLIMA.

Las Agricultura, las Ganadería y en menor escala el comercio, los servicio y la microempresas. Otros rubros importantes son el ajonjolí, el frijol y los granos básicos entre otros sirviendo para el auto consumo y como generadores de ingresos. Se caracteriza por presentar un clima tropical seco.

El clima que se manifiesta en el territorio del municipio del Sauce son: clima cálido y seco por la parte de la sierra que comúnmente los comunitarios le llaman parte alta del municipio, ya que poseen las mejores 4 tierras para el cultivo: como maíz, trigo, etc. La parte baja del municipio presenta un clima templado, agradable y apropiado para el cultivo de tomate y la cebolla.

Las épocas de verano e invierno se manifiestan marcadamente. El tiempo de verano es notorio el calor y la sequía de algunos ríos. En época de invierno crece el caudal de los ríos y se manifiestan diversas correntadas por todo el municipio del Sauce.

#### D. VÍAS DE ACCESO:

A la población se llega a través de carretera de terracería, que comunica con municipios circunvecinos y la cabecera departamental, cuenta con carretera de adoquinado a nivel interno del municipio, también cuenta con transporte extraurbano hacia la cabecera departamental y lugares aledaños, así mismo posee servicio de correos.

#### E. TRANSPORTE

Es importante destacar que existe servicio de transporte extraurbano y pick-ups, en donde más del 60% de la población depende de él para desplazarse hacia y desde su lugar de trabajo, el traslado de bienes como mercadería o de cualquier otro tipo.

#### F. ASPECTOS ECONÓMICOS Y ACTIVIDADES PRODUCTIVAS.

El Sauce respalda su economía con actividades agrícolas y sus cultivos maíz, trigo, aguacate, naranja, frijol, etc.; las agropecuarias con la crianza de ganado vacuno y ovino; las industriales con la fabricación de curtido de cueros, productos de cuero, etc.

#### G. ASPECTOS DE SALUD Y CENTRO DE EDUCACIÓN.

El municipio del Sauce cuenta con un centro de salud, la cual se encuentra en la cabecera municipal. La tasa de natalidad en el municipio es de 8% y la tasa de fecundidad es del 28.5%. Las enfermedades que más proliferan en la población son las siguientes: dengue hemorrágico, bronquitis, anemia, neumonía, diarrea, leptospira. Las causas más comunes que provocan las muertes están: neumonía, diarrea, desnutrición.

En el municipio del Sauce, cuenta con 4 escuelas oficiales del nivel Primario y 4 escuelas del nivel Secundario Regulares.

#### H. INFRAESTRUCTURA ACTUAL

Actualmente, el municipio cuenta con los siguientes establecimientos o servicios:

- Energía eléctrica (GAS NATURAL)
- Instituto por Cooperativa.
- Instituto privado de educación.
- Televisión por cable.
- Estadio municipal.
- Farmacias.
- Panaderías.

- Mercado.
- Agua Potable.
- Servicio telefónico.
- Tiendas y ferreterías.
- Escuelas primarias.
- Policía nacional.

## I. INVESTIGACIÓN DIAGNÓSTICA SOBRE LAS NECESIDADES DE SERVICIOS BÁSICOS Y DE INFRAESTRUCTURA DEL MUNICIPIO DEL SAUCE, DEPARTAMENTO DE LEÓN.

### a) Descripción de las necesidades

Las necesidades son varias para las comarcas, pero las más urgentes se escriben a continuación:

### b) Mejoramiento y ampliación de carreteras

La mayor cantidad de comarcas cuenta con carreteras balastradas, pero este acceso no cuenta con mantenimiento, es necesaria la ampliación del acceso a los diferentes caminos.

### c) Construcción de escuela

En el medio actual en que se encuentra, hace importante analizar la situación de las necesidades de centros de estudios, como es el municipio del Sauce, la cual viendo el desarrollo de la población en los últimos años, la edificación existente se encuentra en mal estado y requiere de mayor espacio, por lo que se requiere de un nuevo centro de educación o restructuración de los existentes, que preste el servicio, proporcionándole a la comunidad estudiantil un ambiente agradable y mejor en la relación actual.

### d) Puesto de salud

La necesidad de un Hospital en el municipio del Sauce evitará que las personas que hagan uso de este servicio, viajen largas distancias y poder así prevenir enfermedades con un tratamiento adecuado. La construcción de un Hospital facilitará los servicios médicos primarios y secundarios para la prevención de enfermedades.

### e) Saneamiento ambiental

El municipio cuenta solamente en el casco urbano con calles adoquinadas, fuera de él son caminos de todo tiempo, además no cuenta con drenaje pluvial y drenaje Sanitario

f) Priorización de las necesidades

Se realizó esta priorización, debido a que dentro del ámbito rural, las necesidades de infraestructura o servicios de educación son de gran importancia, ya que por medio del diagnóstico realizado a cada una de las necesidades, se determinó que la infraestructura o servicio puede solucionar el problema.

1. La necesidad del remplazo del centro educativo o construcción de otros.
2. Ampliación y mejoramiento de carreteras.
3. Hospital.
4. Saneamiento ambiental.

Esta priorización, se basó en un consenso con la municipalidad del Municipio del Sauce. De acuerdo a los resultados obtenidos en las diferentes con la población estudiantil.

## **4.2 DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR.**

### **A. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

El proyecto consistirá en diseñar una edificación escolar de dos niveles en el Barrio de Central municipio del Sauce, Departamento de León contemplando los diseños Arquitectónicos, Estructural, Eléctrico e Hidrosanitario. Dicho centro educativo tiene como principal objetivo proporcionar la infraestructura adecuada, acorde a las necesidades que demanda el proceso de enseñanza del nivel primario y Secundario de la comunidad y lugares circunvecinos a este para elevar el nivel de educación de este municipio, ya que dicho Instituto su infraestructura ha sobrepasado su vida útil, la cual se encuentra muy dañada por el pasar del tiempo y este no cuenta con la seguridad adecuada para seguir operando.

La edificación escolar constará de dos niveles, exclusivamente para uso de aulas y tendrán un baño en los dos niveles la cantidad de aulas serán de cinco en el segundo nivel y nivel inferior. El tipo de estructura consiste en marcos dúctiles compuestos por vigas, columnas de concreto armado y losas planas de sección compuesta (lamina troquelada y concreto, muros de bloque

de concreto de 6"x8"x16" para la separación de ambientes, piso de cemento líquido, puertas y ventanas de aluminio.

#### B. DESCRIPCIÓN DEL ESPACIO DISPONIBLE.

Para el desarrollo del proyecto, se cuenta con un terreno disponible que es propiedad del Colegio antes mencionado, con un área de 3000 m<sup>2</sup>, el cual cuenta con sus servicios básicos de agua, luz y drenaje para el diseño técnico se contempló la reestructuración y diseño de nueva acometida eléctrica y agua potable ya que el colegio albergara a más estudiantes.

#### C. LOCALIZACIÓN DEL TERRENO.

El terreno destinado para la realización del proyecto, se encuentra ubicado exactamente donde se encuentran las instalaciones de dicho centro educativo, siendo su dirección actual de la Alcaldía Municipal del Sauce 2 cuadras al este 75 vrs al sur.

### V MARCO TEORICO.

#### 5.1 ESTUDIOS TECNICOS PARA EL DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR.

##### 5.1.1 ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

Los estudios topográficos involucraran la descripción del terreno como secciones transversales, elevaciones para determinar si se realizara movimiento de tierra si habrá corte y relleno para el terraseado si es necesario y la ubicación del sitio del proyecto a través de planos existentes del municipio y de un posible levantamiento si es necesario con equipos topográficos (Teodolito, estadia, cinta etc.) y coordenadas con el fin de realizar las siguientes indicaciones:

- ✓ Reconstrucciones que pueden implicar alteraciones y adiciones a la fachada o trazo del interior del edificio.
- ✓ Como fines de evaluación para el mantenimiento de la propiedad.

Topografía del terreno del Instituto.

- ✓ La forma geométrica en planta del terreno del colegio existente es la de un polígono regular con forma rectangular, la cual cuenta con un área de 3000 m<sup>2</sup>. En elevación podemos decir que el terreno casi en su totalidad es plano, este además tiene un espacio de área verde que se utiliza como huerto para el consumo propio de Hortalizas para las Monjas que administran este Instituto.

### 5.1.2 ESTUDIO DE SUELO.

El Informe suelo es el documento que reúne la información sobre las características del terreno de cimentación, y debe ser correctamente interpretado para conocer el alcance y limitaciones del mismo con el objetivo de proyectar estructuras seguras y al mismo tiempo evitar un incremento innecesario del costo de la ejecución de las cimentaciones.

Dentro de las actividades básicas del diseño de nuestra edificación se encuentra el estudio de suelos, el cual tiene como principal objetivo describir las características físicas y mecánicas del suelo portante de nuestra edificación, en especial la capacidad de carga admisible o valor soporte del suelo. Para tal estudio del Anteproyecto del Diseño Técnico del Instituto Nuestro Señor de Milagros se contempló los siguientes estudios para cumplir con los criterios antes mencionados:

#### METODO DE SONDEO:

- SPT
- SONDEOS MANUALES.

#### Ensayos de Identificación.

- Granulometría de un suelo.
- Límites de Atterberg.
- Densidad aparente
- Humedad natural.
- Densidad de las partículas sólidas.

Características Físico – Mecánicas.

Método SPT (Ensayo de Penetración Estándar)

El estrato superficial está compuesto por limos inorgánicos (MH) de alta compresibilidad de color café, con un espesor de 3 ft su límite líquido es 56 e Índice de plasticidad 14, Más abajo se encontró un estrato con las mismas características con un espesor de 4ft este está compuesto por arenas limosas (SM) medianamente denso y suelto de color café claro, un con un límite líquido que varía de NP a 41 e Índice de plasticidad de NP a 11.

El quinto estrato está compuesto por gravas limosas que son una mezcla de grava arena y limo (GW) medianamente densa y suelto conservando características similares que varía el límite líquido de 38 a 42 e Índice de plasticidad de 14 a 18.

TABLA I (SONDEOS DE SUELO SPT, PROPIEDADES MECANICAS)

Sondeo	PROFUNDIDAD PIES	Angulo de Fricción Interna	Cohesión del suelo	CLASIFICACION
				(S.U.C.S)
1	0'00'' - 3'0''	22	0 t/m <sup>2</sup>	MH
1	3'0'' - 4'6''	30	2.30 t/m <sup>2</sup>	SM
1	4'6' - 7'6'	30	2.15 t/m <sup>2</sup>	SM
1	7'6'' - 9'0'	30	0 t/m <sup>2</sup>	SM
1	9'0' - 9'6'	36	0 t/m <sup>2</sup>	GM
1	9'6' - 14'0'	36	0 t/m <sup>2</sup>	GM
Sondeo	PROFUNDIDAD PIES	Angulo de Fricción Interna	Cohesión del suelo	CLASIFICACION
				(S.U.C.S)
2	0'0' - 3'0''	21	0 t/m <sup>2</sup>	MH
2	3'0'' - 4'6''	29	2.15 t/m <sup>2</sup>	SM
2	4'6' - 7'0'	29	0 t/m <sup>2</sup>	SM
2	7'0' - 13'6'	35	0 t/m <sup>2</sup>	GM
Sondeo	PROFUNDIDAD PIES	Angulo de Fricción Interna	Cohesión del suelo	CLASIFICACION
				(S.U.C.S)
3	0'00'' - 1'6''	23	0 t/m <sup>2</sup>	MH
3	1'6'' - 4'6''	34	0 t/m <sup>2</sup>	SM
3	4'6' - 7'6'	29	2.15 t/m <sup>2</sup>	SM
3	7'6'' - 9'0'	34	0 t/m <sup>2</sup>	SM
3	9'0' - 9'6'	34	0 t/m <sup>2</sup>	SM
3	9'6' - 12'0'	33	0 t/m <sup>2</sup>	GM
3	12'0' - 14'6'	33	0 t/m <sup>2</sup>	GM

Debido a las condiciones del suelo y su característica arenosa, solo se obtuvieron como único dato del laboratorio el tipo de suelo de cada estrato, así como también los límites plástico,

líquido y peso específico de : limo inorgánico, arena – limosa, y grava limosas por lo que para determinar las características de este, se recurrió a investigar a través de diferentes textos de distintos autores (Mecánica de suelos del autor R.F. Craig, Mecánica de suelos del autor Alberto Martínez Vargas, Propiedades físicas de los suelos del autor Joseph E. Bowles, entre otros), los que dieron como promedio de cohesión de suelo y un ángulo de fricción interna que se describió en la tabla I.

## RESULTADO

A una profundidad entre 3 y 4.6 ft del segundo sondeo se encontró un suelo relativamente estable ya que a partir de esa profundidad se mantenía el mismo tipo de estrato de suelo el cual era limo-arenoso el cual tenía una cohesión de  $2.15 \text{ t/m}^2$ , un ángulo de fricción interna de  $29^\circ$  y una densidad de  $1710 \text{ kg/m}^3$

### 5.1.3 ESTUDIO HIDROLOGICO.

Dentro del estudio hidrológico se desarrollan los cálculos para obtener el caudal de aguas pluviales a desaguar por la red unitaria o la de pluviales, según sea el caso, partiendo de la intensidad de lluvia -que a su vez es función del período de retorno, de la localización del proyecto y del tiempo de aguacero- y del coeficiente de escorrentía de cada tipo de terreno.

En este caso no se realizó estudio hidrológico ya que el lugar donde se ejecutara la obra cuenta con muro existente y está dentro de las instalaciones del colegio existente donde este no contara con una influencia directa de agua subterránea o corrientes más que solamente la acción de la lluvia en sí.

### 5.1.4 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.

Factores que deben tomarse en cuenta para el estudio de Impacto Ambiental:

- a) El marco normativo vigente, incluyendo la existencia de precisiones sobre los EsIA que pudieran estar incluidas en las regulaciones pertinentes.
- b) El tipo de proyecto (“estructural”, “no estructural”), la magnitud y complejidad del mismo, y las características del medio social y físico-biótico potencialmente afectable.

- c) El objetivo del EsIA (selección de alternativas tecnológicas o de localización, e identificación de impactos).
- d) La etapa de desarrollo del proyecto en la cual se aplica la metodología (pre factibilidad, factibilidad, diseño).
- e) La relación entre los requerimientos de datos para cada metodología y la disponibilidad de los mismos.
- f) La relación entre los costos económicos y el requerimiento de personal y equipamiento necesarios, con la magnitud y los impactos potenciales esperables del proyecto. El aseguramiento de la independencia de los resultados que se obtengan en relación con la percepción de los evaluadores.

En el presente trabajo no se realizó estudio de impacto ambiental ya que el lugar de la obra se realizara en una zona interna del colegio existente donde esta despejada el área y no tiene recurso naturales alrededor y es una obra pequeña no de gran envergadura esta no afectara alteración al ecosistema circundante a ella.

#### 5.1.5 DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL.

Para realizar el diagnostico estructural se consideró los siguientes aspectos:

- a) Evaluar el emplazamiento de una escuela: esto se refiere a qué factores hacen al terreno más o menos vulnerable a las amenazas, qué otras amenazas representan un riesgo, existe algún factor que haga al sitio especialmente vulnerable, cómo se construyen los edificios locales, qué materiales y recursos especializados hay en el ámbito local.
- b) Evaluar la vulnerabilidad de los edificios escolares ya construidos: esto significa cuáles son las condiciones de la escuela, debería ser reforzada o reconstruida, qué medidas podrían tomarse para fortalecerla, cómo se puede dar participación a la comunidad escolar.
- c) Preparar un nuevo diseño escolar o plan de reforzamiento: esto indica cuáles son las consideraciones de diseño para una nueva escuela o un plan de reforzamiento, qué

implica el proceso de diseño, qué negociaciones serían necesarias, se deben tener en cuenta consideraciones especiales al reforzar una escuela.

- d) Adoptar códigos de construcción y directrices de reforzamiento: Esto se refiere a qué orientación y normas existen para asegurar que una nueva escuela o un plan de reforzamiento pueda cumplir con los objetivos de desempeño el cual es lograr una construcción segura y económica.

TABLA II (DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL)

1.- ZONA DE RIESGO		
Identificar y evaluar si existen afectaciones a la vivienda, generados por factores externos como son: Antecedentes de Inundaciones (Inmuebles que colindan con presas, lechos de río, etc.), asentamientos colindantes en el terreno y/o construcciones, deslave(s) de talud(es), fallas geológicas, subsuelo inestable, zonas de afectaciones por riesgo establecidas por las autoridades (Ej. torres de alta tensión, etc.). Seleccionar la letra correspondiente, bajo las siguientes condiciones:		
Afectaciones externas	Identificar tipo de afectación e impacto que afecta al inmueble. Seleccionar la letra correspondiente, bajo las siguientes condiciones:	
A	<b>10</b>	El terreno no colinda con las zonas de riesgo antes mencionadas.
B		El terreno colinda con zonas de riesgo y presenta obras de protección adecuadas.
C		El terreno colinda con las zonas de riesgo antes mencionadas y no presenta obras de protección. <b>Amerita descalificación automática.</b> (Se recomienda realizar un peritaje especializado)
Calificación Parcial	<b>10</b>	

## 2.- CONDICIONES ESTRUCTURALES DEL INMUEBLE O EDIFICIO

Evaluar las condiciones actuales de la estructura de la vivienda, identificando, en su caso, si el daño estructural que presenta, requiere de un dictamen especializado por un perito en: Estructuras, Mecánica de Suelos o Instalaciones.

Seleccionar la letra correspondiente, bajo las siguientes condiciones:

Cimentación	Identificar tipo de cimentación según planos estructurales.	
A		No presenta desplomes fisuras o humedades.
B		Presenta humedad o salitre que requiere mínima reparación.
C	<b>3</b>	Presenta fallas estructurales y humedad que no garantizan la seguridad estructural.
Estructura	Identificar tipo de elementos de la estructura y materiales empleados.	
A		No presenta desplomes, grietas o fisuras
B		Presenta fisuras superficiales que requieren mínima reparación.
C	<b>3</b>	Presenta desplomes, grietas o fisuras que no garantizan la seguridad estructural.
Muros	Indicar el tipo de elementos y materiales empleados.	
A		No presenta desplomes, grietas, fisuras o zonas afectadas por humedad.
B		Presentan fisuras o zonas afectadas por humedad o salitre que requieren mínima reparación.
C	<b>3</b>	Presentan desplomes, grietas o fisuras que no garantizan la seguridad estructural.
Losa de entrepiso	Identificar tipo de elementos y materiales empleados.	
A	-	No presenta flechas, grietas, o zonas afectadas por humedad.

B	-	Presenta zonas afectadas por humedad o salitre que requieren mínima reparación.
C	-	Presenta flechas, grietas o zonas afectadas por asentamientos, humedad que no garantiza la seguridad estructural.
Calificación Parcial	9	

Presenta modificaciones visibles (construcción o demolición) de elementos estructurales (muros o losas) que afectan la estructura: ( ) si (x) no. Si marca si requiere revisión de especialista en estructura.

Evaluación ocular de tipos de grieta o fisura: (x) superficial ( ) expuesta. Si marca expuesta requiere revisión de especialista en estructura.

### 3.- INFRAESTRUCTURA

Evaluar los servicios públicos disponibles.

Seleccionar la letra correspondiente, bajo las siguientes condiciones:

Agua Potable	Indicar en la columna de observaciones el tipo de sistema de servicio.	
A		Cuenta con servicio de agua potable y toma domiciliaria en óptimas condiciones de funcionamiento.
B	7	Cuenta con servicio de agua potable y toma domiciliaria con abastecimiento racionado
C		No cuenta con servicio de agua potable y toma domiciliaria.
Drenaje	Indicar en la columna de observaciones el tipo de servicio.	
A		Cuenta con servicio de drenaje y alcantarillado en óptimas condiciones de funcionamiento.

B	7	Cuenta con fosa séptica en óptimas condiciones de funcionamiento.
C		No cuenta con servicio de drenaje o fosa séptica.
Energía Eléctrica		Indicar en la columna de observaciones el tipo de servicio.
A		Cuenta con servicio de energía eléctrica y acometida en óptimas condiciones de funcionamiento.
B		Cuenta con servicio de energía eléctrica y acometida, sin contrato del servicio
C	3	Cuenta con instalación eléctrica limitados (Cableado y accesorios)
Alumbrado Público		Indicar en la columna de observaciones el tipo de servicio.
A		Cuenta con servicio de alumbrado en la vialidad de acceso directo al inmueble y se encuentra en óptimas condiciones de funcionamiento.
B	7	Cuenta con servicio de alumbrado en vialidades secundarias al inmueble y se encuentra en condiciones óptimas de funcionamiento.
C		No cuenta con servicio de alumbrado en la vialidad inmediata a la vivienda.
Calificación Parcial	24	
<b>Calificación Total</b>	<b>43</b>	Suma de las calificaciones parciales. La Unidad de Valuación tomara como referencia la calificación resultante a efecto de dictaminar este rubro Aprobado=(Igual o mayor a 62 puntos) No Aprobado (Menor a 62 puntos ) o (Descalificado)

## RESULTADOS:

Resumiendo dichos efectos y cálculos, la edificación obtuvo una puntuación de 43 puntos, con lo cual se concluye que es recomendable la demolición y su posterior reconstrucción.

## 5.2 ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO ARQUITECTONICO DE EDIFICIOS EDUCATIVOS EN NICARAGUA.

### 5.2.1 OBSERVACIONES GENERALES:

- Niveles Educativos: El artículo 9.4.e.1 de **Normas y Criterios para el Diseño de Establecimientos Escolares. (MINED) p.p 29,30** establece que “El sitio para un establecimiento escolar de nivel de educación secundaria deberá ofrecer el espacio necesario para tener la posibilidad de ampliación, ya sea para llegar a poder dar el servicio de la secundaria completa o de aumentar la capacidad por turno del mismo ciclo básico.”
- El artículo 9.4.e.3 de **Normas y Criterios para el Diseño de Establecimientos Escolares. (MINED) p.p 29,30** establece que “El sitio para un establecimiento escolar del nivel de secundaria completa deberá tener en el menor de los casos, la capacidad de ampliarse hasta poder contener las facilidades necesarias para un establecimiento de secundaria de doce aulas que representaría una matrícula de 420 alumnos por turno.”<sup>3</sup> Para nuestro diseño se contempla la cantidad de 10 aulas ya que tenemos el espacio delimitado de todo el Instituto en cuestión que es de 3000 m<sup>2</sup>.
- El artículo 10.2.b **Normas y Criterios para el Diseño de Establecimientos Escolares. (MINED) p.p 54,58** establece que “Se establecerá como áreas prioritarias los espacios educativos, para recibir los beneficios de las determinantes físicas del sitio.”
- El artículo 10.3.b de Ventilación en **Normas y Criterios para el Diseño de Establecimientos Escolares. (MINED) p.p 54,58** establece que “Se buscara obtener en las aulas el mayor beneficio del efecto de enfriamiento de los usuarios de forma natural estableciendo en el aula la posibilidad de ventilación cruzada, para lo cual deberá de existir una relación entre la superficie de la ventana y la superficie del local de: máxima = 0.33 (1/3) y mínima = 0.5 (1/5).”

- El artículo 10.4.a de Elementos constructivos de la infraestructura escolar. **Normas y Criterios para el Diseño de Establecimientos Escolares. (MINED) p.p 61,62** establece que “Para sistemas constructivos el sistema utilizado es mampostería confinada con fundaciones de acero N<sup>o</sup> 3, concreto (cemento, arena y piedra triturada) para vigas y columnas se utilizara acero N<sup>o</sup> 2 liso, acero N<sup>o</sup> 3 corrugado, concreto (cemento, arena y piedra triturada).”

En nuestro caso como la propuesta de diseño es de 2 plantas el tamaño del acero y resistencia del concreto será mayor de la que se especifica en este artículo debido a que hay una mayor de cargas actuantes.

El artículo 10.6.e.1 del **Programa de necesidades Arquitectónicas del Establecimiento Escolar.**

- del área curricular-aulas establece que “El aula tipo que actualmente se considera para el nivel de secundaria es 7 metros por ocho metros, con una capacidad máxima es de 35 alumnos. Esta capacidad resulta de un índice de ocupación de 1.6m<sup>2</sup>por alumno.”<sup>13</sup>  
En nuestro caso de diseño el aula medirá 7 metros por 7 metros y la cantidad de alumnos será con una capacidad de 40 alumnos, dando como resultado un área critica de 1.20m<sup>2</sup>por alumno.

### 5.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

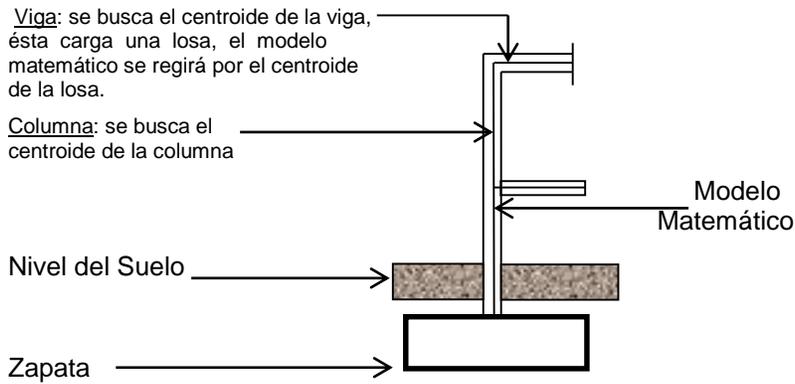
#### 5.3.1 MODELO MATEMÁTICO DE MARCOS DUCTILES.

Los marcos dúctiles son resistentes a flexión, diseñados para resistir movimientos sísmicos. Los elementos de estos marcos deben tener ductilidad necesaria para disipar energía a través de deformación post-elástica y deberán de cumplir con el criterio de columnas fuertes con viga cedente.

El modelo matemático de un marco dúctil, es una gráfica que representa tanto la forma, como las cargas que soporta el marco, sirve para hacer el análisis estructural del mismo. Para dibujarlo se siguen los criterios definidos en la figura IV.

Por similitud de los marcos en geometría y cargas aplicadas, se analizan únicamente los criterios.

## FIGURA 1 CRITERIOS PARA DIBUJAR MODELOS MATEMATICOS EN MARCOS DUCTILES



Las figuras II y III muestran los modelos matemáticos de los marcos dúctiles en sentido X y Y.

FIGURA 2 MARCO TIPICO SENTIDO “Y” EJE “B”

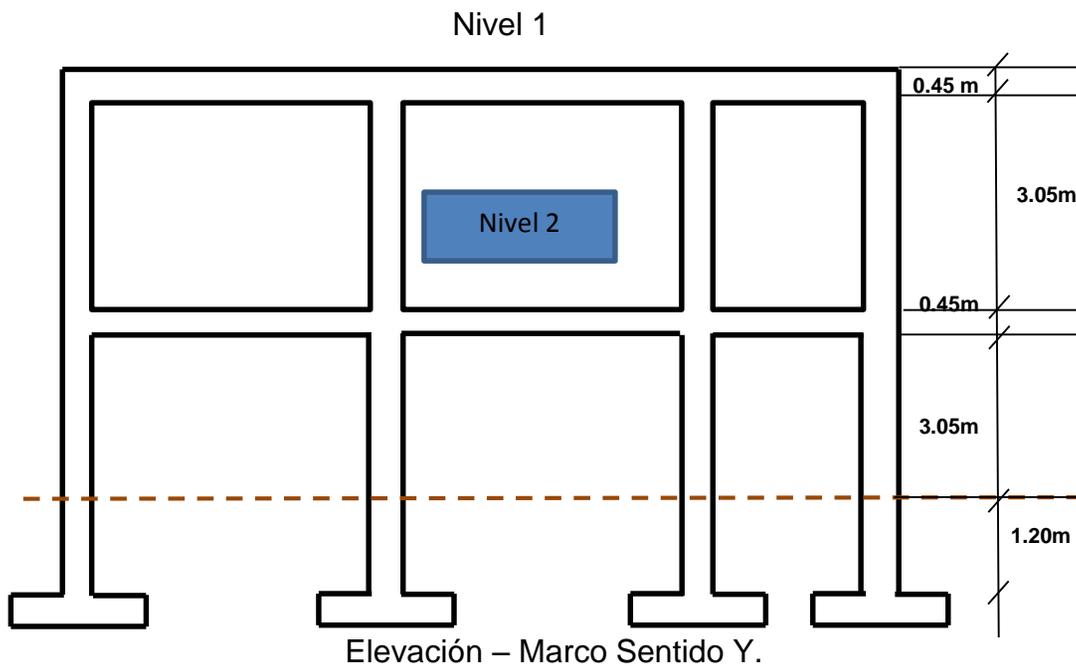
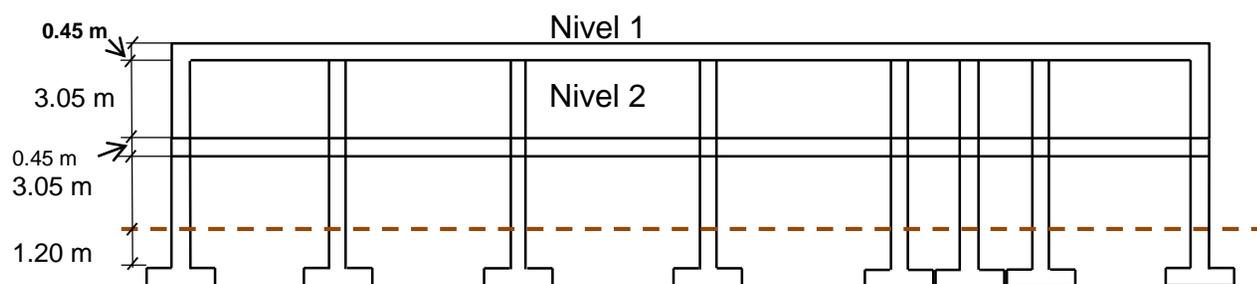


FIGURA 3 MARCO TIPICO SENTIDO "X" EJE "2"



Elevación – Marco Sentido X.

Fundamentalmente el análisis estructural busca encontrar la forma que adquiere una estructura al ser sometida a cargas y los consecuentes esfuerzos a que se ven sometidos sus miembros. Para lograr este objetivo se pueden utilizar métodos analíticos, numéricos, gráficos y experimentales.

Existen muchas formas de clasificar los métodos utilizados en el análisis estructural, una de ellas es la siguiente:

#### TIPOS DE METODOS.

1. Métodos aproximados: Estos métodos son utilizados en diseños preliminares y sirven además como comprobaciones rápidas de los resultados de métodos más refinados entre los cuales tenemos el Método de Hardy Cross.
2. Métodos exactos: Estos son métodos que utilizan una matemática muy refinada, básicamente se realizan a través de procesos iterativos. Para efectos de nuestro proyecto nos enfocaremos en la utilización de los métodos exactos, ya que son éstos los que mejor describen el comportamiento real de la estructura ante la acción de las cargas.

#### 5.3.2 METODO DE KANI

El método de Kani es un método de distribución de momentos el cual se desarrolla a través de aproximaciones sucesivas, lo cual implica que las respuestas se pueden lograr con la exactitud que se desee.

Método de análisis exacto, iterativo, aplicable a vigas y marcos dúctiles simétricos u asimétricos con cualquier tipo de carga, la exactitud del análisis depende únicamente del número de iteraciones o repeticiones que se realicen.

Está basado en las características generales o la elasticidad, al aplicarlo el objetivo es determinar los momentos flectores en los extremos de cada una de las barras, ya que conociendo estos los demás valores pueden deducirse de las ecuaciones de elasticidad.

La comprobación de los resultados puede hacerse en cualquier nudo, utilizando únicamente los valores finales, sin que sea necesario revisar todo el procedimiento del cálculo.

La ventaja de este método sobre otros métodos de aproximaciones sucesivas, es que en forma directa se toma el efecto de desplazamiento de los miembros, evitándose el planteamiento y solución de ecuaciones simultáneas.

Es muy eficiente para analizar marcos de nudos rígidos con desplazamientos horizontales.

A continuación se hace un resumen del método Kani, cuando no existe ladeo y cuando existe ladeo y para miembros de sección constante, pero se aplica cuando existen columnas de diferente altura en un mismo piso o cuando existen articulaciones en los apoyos de las columnas.

- Cálculo de momentos fijos ( $M_{fik}$ ), es el momento que mantiene los extremos de un miembro con giro igual a cero, es el efecto de la acción de cargas actuantes del desplazamiento relativo de los extremos del miembro, estos se calculan cuando existen cargas verticales.
- Cálculo de momento de sujeción ( $M_s$ ), el momento de sujeción para un nudo determinado es igual a la suma algebraica de los momentos fijos de los miembros que concurren a él, estos se calculan cuando hay cargas verticales.

$$M_s = \sum M_{fik}$$

- Determinación de fuerzas de Sujeción ( $H$ ), se calculan cuando se hace el análisis de las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil.

$H = F_{mn}$  (Fuerza por marco de nivel  $n$ , del análisis sísmico).

- Cálculo de la fuerza cortante en el piso ( $Q_n$ ), se calcula cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil.

$$Q_n = (\sum H)$$

- Cálculo de momentos piso ( $M_n$ ), se calculan para el análisis de fuerzas horizontales aplicadas a marcos dúctiles.

$$M_n = (Q_n * h) / 3; h_n = \text{altura del piso "n"}.$$

- Cálculo de Rigidez de los elementos ( $K_{ik}$ )

$$K_{ik} = I / L_{ik}; I = \text{Inercia del elemento}$$

$$L_{ik} = \text{Longitud del elemento}$$

- Cálculo de factores de giro o coeficiente de reparto ( $\mu_{ik}$ )

$$\mu_{ik} = -1/2 (K_{ik} / \sum K_{in})$$

- Cálculo de factores de corrimiento ( $V_{ik}$ ), se calcula cuando hay ladeo causado por asimetría en la estructura o cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco elástico unido con nudos rígidos.

$$V = -3/2 (K_{ik} / \sum K_{in})$$

- Cálculo de iteraciones, influencias de giro ( $M'_{ik}$ )

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_s + M'_{ni}) \text{ Sin Ladeo}$$

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_s + \sum (M'_{ni} + M''_{in})) \text{ Con Ladeo}$$

- Cálculo de iteraciones, influencias de desplazamiento ( $M''_{ik}$ ). Se calcula cuando existe ladeo.

$$M''_{ik} = V_{ik} (\sum (M'_{ik} + M'_{ki})) \text{ Ladeo con asimetría}$$

$$M''_{ik} = V_{ik} (M_n + \sum (M'_{ik} + M'_{ki}))$$

- Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra ( $M_{ik}$ )

$$M_{ik} = M_{f_{ik}} + 2M'_{ik} + M'_{ki} \text{ Sin ladeo}$$

$$M_{ik} = M_{f_{ik}} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} \text{ Con ladeo}$$

- Cálculo de momentos positivos en vigas ( $M_{ik(+)}$ )

$$M_{ik(+)} = \frac{WL^2}{8} - \frac{M_{i(+)} + M_{k(-)}}{2}$$

Donde  $M_{i(-)}$  = momento negativo de la viga en el extremo del lado izquierdo

Donde  $M_{k(-)}$  = momento negativo de la viga en el extremo del lado derecho

### 5.3.3 METODO EXACTO

Los métodos exactos son también conocidos como métodos de los desplazamientos, los cuales están basados en la metodología de distribución de momentos, entre los cuales podemos mencionar:

- a) Método de kani.
- b) Método de análisis en sap2000.

#### 5.3.3.1 MÉTODO DE ANÁLISIS EN SAP2000.

El objetivo principal de este trabajo es analizar y comparar el comportamiento de estructuras típicas de hormigón armado bajo historias de carga, desplazamientos y sismos con diferentes metodologías de modelamiento matemático.

Para lograr este objetivo se decidió escoger el programa comercial SAP2000, ya que es el software más usado entre los ingenieros estructurales. Dentro del mismo se escogieron diferentes elementos inelásticos para el modelamiento, como por ejemplo links, hinged y por último se implementó el concepto de modelamiento a través de metodología de puntal-tensor. Es importante aclarar que todos los modelos implementados en este trabajo corresponden a estudios realizados en laboratorios de diferentes partes de los Estados Unidos y cuentan con resultados experimentales de importante uso para la comparación.

En primera instancia los métodos de análisis estáticos lineales (LSP) se basan principalmente en aplicar una fuerza lateral equivalente para obtener los desplazamientos y las fuerzas de diseño. Dentro del mismo se asumen dos hipótesis importantes; la primera es que el método implica que las acciones equivalentes de diseño son capaces de representar la acción sísmica, lógicamente esto es una simplificación que debe cumplir con los requerimientos para algunas edificaciones de acuerdo con la norma de diseño. Por otro lado el método implica que se puede obtener una medida adecuada de la estructura usando un modelo elástico lineal. La pregunta que surge con estas dos importantes hipótesis es como lograr verificar la estructura ante el colapso o como diseñar los elementos para lograr que se deformen de acuerdo a su esperada ductilidad.

El procedimiento convencional de diseño de estructuras de hormigón armado puede dividirse en tres estados: (a) Seleccionar las dimensiones del elemento, (b) Determinación de la cantidad, posición y detallamiento del refuerzo, de acuerdo a criterios de resistencia última. (c) Satisfacción de las deformaciones bajo las cargas de servicio. Tradicionalmente, el criterio de resistencia última se ha utilizado sólo para el segundo estado del diseño, sin embargo en este trabajo se usará como metodología de análisis último prediciendo de buena forma la relación no lineal de fuerza deformación del elemento.

El objetivo fundamental de este trabajo es utilizar metodologías convencionales de análisis aplicadas a casos experimentales e investigaciones realizadas en años anteriores para compararlas contra los resultados de aplicar el método de puntal-tensor.

Todas las respuestas de los modelos usando la metodología puntal-tensor, estuvieron satisfactoriamente, con porcentajes cercanos al 40%, de acuerdo con los modelos experimentales, a diferencia de las metodologías usuales de análisis inelásticos.

Uno de los grandes problemas que existen en los modelos matemáticos implementados han sido las leyes constitutivas usadas. El Programa SAP no es capaz de implementar de forma correcta las constitutivas de tal forma que representen correctamente los modelos experimentales. Sigue siendo imprescindible la verificación de los modelos previos a su implementación.

Los modelos implementados en SAP con elementos inelásticos del tipo Links tienen un mejor comportamiento que aquellos implementados con Hinges, debido a que la focalización de comportamientos inelásticos mejora la respuesta esperada. Más aún los elementos definidos como Links, son elementos que se definen como tales, con longitud y ubicación dentro del modelo, esto no sucede con las rótulas plásticas que son definidas sobre los frame previamente establecidos dentro del modelo.

#### 5.3.4 ENVOLVENTE DE MOMENTOS.

Con los resultados de cada uno de los tipos de carga aplicadas sobre la estructura, se debe calcular la envolvente de momentos, la cual consiste en encontrar la condición más crítica que pueda afectar la misma; es decir, que en todas las combinaciones se toman las que provocan los efectos menos favorables. Dicha condición se determina como el valor más alto dentro de una serie de posibles combinaciones de carga que el código ACI 318-89 estipula, en las cuales toman en cuenta resistencias a cargas por viento, sísmicas, vivas y muertas.

Las posibles combinaciones que se analizarán son las siguientes:

- $MU = 1,4MCM + 1,7MCV$
- $MU = 0,75(1,4MCM + 1,7MCV + 1,87MCS)$
- $MU = 0,75(1,4MCM + 1,7MCV - 1,87MCS)$
- $MU = 0,90MCM + 1,43MCS$
- $MU = 0,90MCM - 1,43MCS$

Donde:

MU = Momento último

MCM = Momento de carga muerta

MCV = Momento de carga viva

MCS = Momento de carga sísmica

## 5.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS.

### 5.4.1 DISEÑO DE LOSACERO DE CONCRETO

#### A) DEFINICION LOSACERO

Es una sistema de entrepiso metálico que trabajando en conjunto con el concreto y estructura, ofrece un concepto de construcción eficiente, económica y rápida al diseñador consiente del tiempo y costo total del proyecto.

Ofrece un excelente desempeño y seguridad donde se requiera diseños en aplicaciones para zonas sísmicas, brindando una notable economía al reducir la necesidad de contraventeo estructural.

Es por esto que la losacero es la mejor opción en una amplia variedad de diseños y proyectos para entrespisos y azoteas.

#### B) DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE LOSACERO

La Losacero actua como acero de refuerzo y cimbra.

Opera en forma similar a una viga trabajada como sección compuesta.

Elementos que la forman:

- Viga de acero
- Concreto de cortante
- Losa (Concreto + Losacero)

Su eficiente patrón de embozado longitudinal localizado en las paredes de cada canal de losacero actúan como conectores mecánicos que ayudan a incrementar la adherencia entre la losacero y el concreto, evitando además el deslizamiento entre ellos, y logrando su desempeño como una sola unidad.

El concreto actúa como elemento de compresión efectivo y rellena los canales de la losacero, proporcionando una superficie plana los acabados de la losa. Está diseñado para soportar la carga muerta completa del concreto antes del fraguando.

Después de que el concreto adquiere su resistencia propia, la sobrecarga de diseño es soportada por la sección compuesta donde la losacero provee el refuerzo positivo del entrepiso.

### c) VENTAJAS DE LOSACERO

Reemplaza la cimbra convencional de madera logrando eliminar en algunos casos el apuntalamiento temporal.

Acelera la construcción por manejo de colados simultáneos en distintos niveles del edificio, generado ahorro en mano de obra, costo y tiempo.

Limpieza por el nulo trabajo con madera, alambres, etc., y seguridad por su rigidez hacia las cargas de tránsito.

La lamina crea una membrana de estabilidad y resistencia contra los efectos sísmicos, cuando se crea el efecto de diagrama en la losa.

Como opcional se puede suministrar en acabado losacero en la parte inferior para mejor la estética.

Proporciona una plataforma segura de trabajo y almacenamiento antes de vaciar el concreto, (siempre que este fijo a la estructura).

Tiene aplicación tanto en estructuras de acero como de concreto.

Menores cargas muertas en el peso total del edificio.

### 5.4.2 DISEÑO DE VIGA DE CONCRETO REFORZADO.

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Las vigas de concreto armado son elementos que trabajan según las virtudes de cada uno de los materiales que la conforma, es decir, el acero de refuerzo absorbe la tensión causada por los momentos flectores, mientras que el concreto usualmente es capaz de resistir sólo la compresión correspondiente del elemento. Los datos necesarios para el diseño de estos elementos son los momentos últimos y las fuerzas de corte, ambos tomados del análisis estructural.

Previo a iniciar el diseño a flexión de nuestras vigas, es necesario estudiar la geometría del nudo para garantizar que las barras de las vigas y de las columnas no interfieran entre sí, y que el vaciado y la vibración del concreto puedan llevarse a cabo de una forma correcta.

La viga es un elemento estructural horizontal, que está sometido a esfuerzos de compresión y de cortante.

Con respecto al análisis estructural los códigos de diseño estipulan que si se comete un error en el pre dimensionamiento de los elementos y que por lo tanto las rigideces relativas modificadas difieren de los valores supuestos en menos del 30%, el análisis estructural es válido para el diseño del elemento con su nueva sección transversal. Caso contrario se repetirá el análisis estructural.

#### 5.4.3 DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO.

Las columnas son elementos que sostienen principalmente cargas a compresión, en general las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal (flexión biaxial). Las columnas pueden dividirse en dos grandes categorías:

**1. Columnas cortas:** En este tipo de columnas la resistencia se rige por la resistencia de los materiales y por la geometría de la sección transversal.

**2. Columnas esbeltas:** En este tipo de columnas la resistencia puede reducirse en forma significativa por las deflexiones laterales y los efectos de esbeltez.

Previo al diseño de nuestras columnas, definiremos algunos requisitos preliminares que establece el código ACI para el diseño de columnas:

a) La cuantía de acero longitudinal para elementos compuestos sujetos a compresión deberá oscilar entre:

$0.01 < \rho < 0.06$  (para zona sísmica).

$0.01 < \rho < 0.08$  (para zona no sísmica).

b) El número mínimo de barras longitudinales en elementos a compresión será:

4 barras para cuando se utilicen estribos.

6 barras para cuando se utilicen espirales helicoidales.

- c) El recubrimiento mínimo en elementos a compresión será de 4 cm.

#### 5.4.4 DISEÑO DE ZAPATAS DE CONCRETO REFORZADO.

El objeto de una cimentación es proporcionar el medio para que las cargas de la estructura, concentradas en columnas o en muros, se transmitan al terreno produciendo en éste un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos, o con asentamientos tolerables ya sean éstos uniformes o diferenciales.

En forma general las cimentaciones pueden ser clasificadas en dos grupos:

1. Cimentaciones directas o superficiales. Este tipo de cimentación es aquella en la cual los elementos verticales de la superestructura se prolongan hasta el terreno de cimentación, descansando directamente sobre él mediante el ensanchamiento de su sección transversal, como por ejemplo: zapatas aisladas, zapatas combinadas, losas de cimentación, etc.
2. Cimentaciones indirectas o profundas. Este tipo de cimentación es aquella que se lleva a cabo por elementos intermedios como pilotes, cilindros y cajones de encuentra relativamente a gran profundidad.

Para el desarrollo de nuestro proyecto hemos decidido utilizar una cimentación directa de zapatas aisladas de concreto reforzado, las cuales por lo general son cuadradas o rectangulares.

### 5.5 DISEÑO DE INSTALACIONES DE HIDRAULICAS.

#### 5.5.1 CONCEPTO Y DEFINICIONES:

- a) Acometida de agua potable: Es el conjunto de tuberías, piezas y accesorios que enlazan el sistema de abastecimiento de público (acueducto) con el sistema de abastecimiento de la edificación.
- b) Acometida del alcantarillado Sanitario: Es el conjunto de tuberías, piezas y accesorios que enlazan el sistema de drenaje sanitario de una edificación hasta un colector inter domiciliario o hasta que la red secundaria de alcantarillado.

- c) Agua potable: Es el agua apta para el consumo humano, es decir, aquella cuya calidad física, química y bacteriológica satisface las exigencias de Salud pública y de la Norma Nacional de Agua potable.
- d) Caudal de Diseño: Es el determinado en función de los caudales unitarios de cada aparato, cantidad, tipos y simultaneidad de uso de los aparatos sanitarios que componen la instalación en caso de edificaciones, y de la dotación de poblacional y de las áreas de consumo, en caso de urbanizaciones.

#### 5.5.2 GENERALIDADES.

- a) Abastecimiento individual de agua: Solo se podrán utilizar fuentes individuales de abastecimiento de agua en aquellos lugares donde no exista una red pública de abastecimiento de agua potable.
- b) Tubería de suministro: La tubería que abastece de agua a la edificación debe ser de clase y material aprobado para su uso en conducción de agua potable, en la cantidad y presión correspondiente.
- c) Prevención de la contaminación: Las tuberías que abastecen de agua a la edificación no se deberán de colocar, por debajo o por encima de cámaras sépticas, campos de infiltración de drenaje sanitario, pozos filtrantes u otras fuentes potenciales de contaminación cruzada por contacto con aguas residuales.

#### Criterios de Diseño:

El diseño del sistema de la distribución se hará mediante métodos de cálculo hidráulico generalmente aceptados. La velocidad máxima en la red de distribución y acometida será de 2.5 m/seg y la mínima de 0.60 m/seg.

La presión máxima admisible en las redes interiores no deben superar la equivalente a 42.2 metros de columna de agua (m.c.a) es decir 60 psi. Si la presión de suministro normal sobrepasa el límite, se deberán de instalar válvulas reductoras de presión u otro sistema apropiado, tanto en los sistemas de bombeo como en los sistemas de gravedad.

La presión mínima en la red interior deberá ser la suficiente para asegurar el correcto funcionamiento de los aparatos sanitarios conectados. Cuando en la instalación se usen aparatos con fluxómetros no será menor de 15 psi en el aparato más desfavorable y cuando no se usen aparatos de tanque no será menor de 10 psi.

## **5.6 DISEÑO DE INSTALACIONES ELÉCTRICAS.**

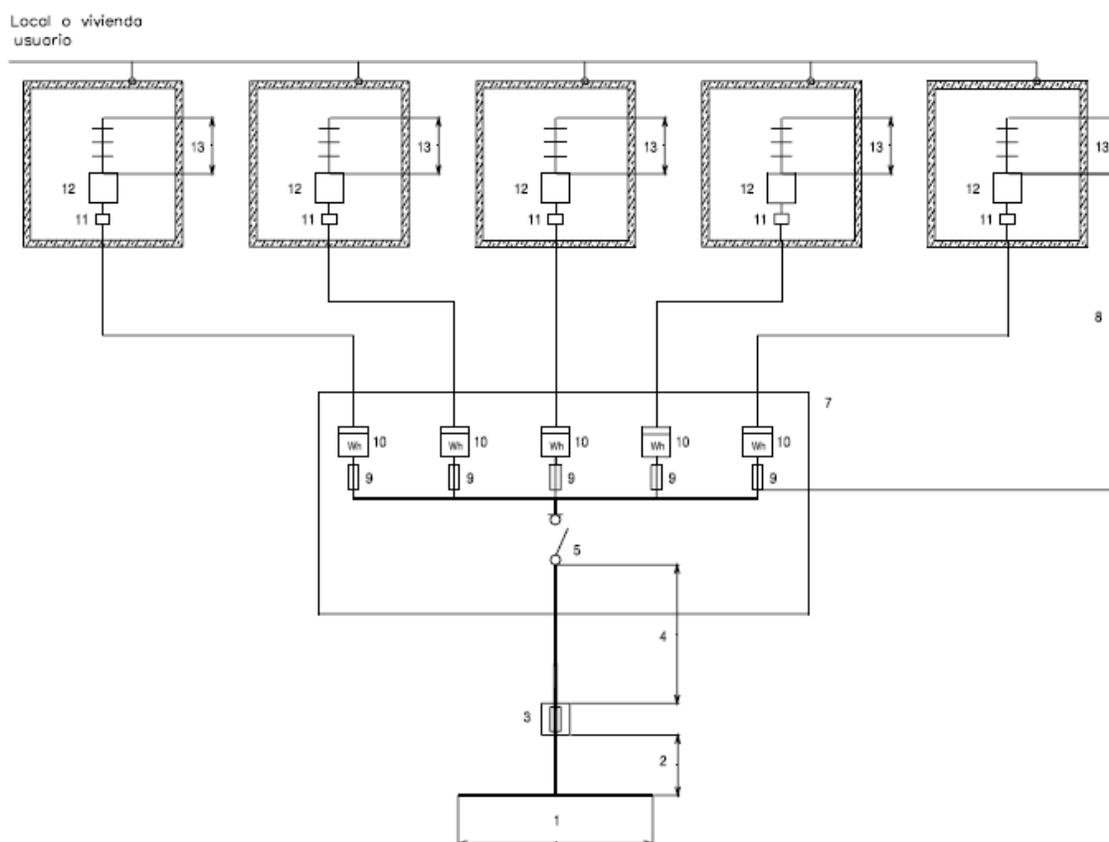
### **5.6.1 GENERALIDADES.**

La instalación eléctrica del edificio empieza a partir de la acometida que proviene de la red de distribución y termina en una de las muchas líneas que alimentan cualquier dispositivo eléctrico del edificio. Esta instalación está formada por los siguientes tramos y dispositivos:

- Acometida.
- Caja General de Protección (CGP).
- Línea de Enlace o Línea General de Alimentación (LGA).
- Interruptor General de Maniobra.
- Caja de derivación.
- Centralización de contadores.
- Derivación Individual (DI).
- Fusibles de seguridad.
- Contador.
- Caja para Interruptor Controlador de Potencia (ICP).
- Dispositivos generales de mando y protección (Interruptores Diferenciales e Interruptores Magnetotérmicos).
- Circuito o línea que alimenta los equipos eléctricos.
- Toma de tierra.

Según la Guía Vademecum para Instalaciones de Enlace en Baja Tensión los diferentes elementos y dispositivos se distribuyen según el esquema siguiente:

FIGURA 4 ESQUEMAS DE INSTALACIÓN EN BAJA TENSIÓN



### Leyenda

1	Red de distribución	8	Derivación individual
2	Acometida	9	Fusible de seguridad
3	Caja general de protección	10	Contador
4	Línea general de alimentación	11	Caja para ICP
5	Interruptor general de maniobra	12	Dispositivos generales de mando y protección
7	Emplazamiento de contadores	13	Instalación interior

Además de todos estos tramos y dispositivos mencionados la instalación se subdivide en diferentes cuadros y subcuadros eléctricos que alimentan diferentes zonas del edificio, para así tener una instalación ramificada e independiente del resto de zonas, ya que si hay una avería afecte la menor parte posible de la instalación.

## VI. DISEÑO METODOLÓGICO

### 6.1. TIPO DE PROYECTO.

Una vez planteada la situación a resolver, los objetivos y las particularidades que se han venido desarrollando conforme al avance del trabajo, se procede al planteamiento de métodos por los cuales se Realizaron los Estudios y Diseños Técnicos para la Etapa de Anteproyecto del Instituto Católico Nuestro Señor de Los Milagros en el Municipio del Sauce, Departamento León.

De acuerdo al perfil en que se encuentra el trabajo Monográfico es un proyecto de carácter gubernamental cuyo objetivo es dar respuesta a la necesidad educacional que este municipio presenta, generando beneficio social ya que el resultado de que se ejecute dicho proyecto será sumamente provechoso para el estudiantado porque éste contara con una instalación óptima y moderna para mejorar las condiciones de estudios académicos pues se podrá albergar más estudiantes debido a la creciente demanda estudiantil de este municipio.

### 6.2. FUENTES Y TÉCNICAS DE RECOPIACIÓN DE DATOS

#### a) Fuentes primarias.

- ✓ Zona de estudio, visita al terreno para la toma de fotografías del lugar,
- ✓ Ingenieros expertos en la materia (Alcaldía del Sauce), para aplicación de consultas.
- ✓ Oficina de Obras Municipales de la Alcaldía del Sauce, para recopilar información del plano de localización del sitio con curvas de nivel.

#### b) Fuentes secundarias

- ✓ Biblioteca de la Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua (R.U.R.D) para revisar y recopilar información de libros de Diseño Arquitectónico, Estructural, Hidrosanitario y Eléctrico así como documentos monográficos de Diseño de edificaciones.
- ✓ Internet, visitas a portales con información básica sobre Diseño Arquitectónico, Estructural, Hidrosanitario y Eléctrico, criterios, manuales y normas de Diseño.

- ✓ Visitas a Empresas distribuidoras de materiales de tuberías y accesorios Hidrosanitario y eléctricos así como también para la obra gris.

### 6.3 INSTRUMENTOS DE RECOPIACIÓN DE DATOS.

- ✓ Observación in situ: Para el estudio y evaluación de la edificación existente y estado actual de la estructura.
- ✓ Análisis de bibliografía: Selección de información y bibliografía de los principales Criterios, Manuales y Normas para el Diseño Arquitectónico, Estructural, Hidrosanitario y Eléctrico.
- ✓ Take off: Para determinar el costo e inversión del Diseño del proyecto.

### 6.4 TÉCNICAS PARA EL PROCESAMIENTO DE DATOS.

- ✓ Conjunto de Planos: El set de planos contemplara el plano de localización y curvas de nivel de la zona del proyecto.
- ✓ Síntesis bibliográfica: La síntesis bibliográfica corresponderá a la selección de los libros y demás información que atañe de manera concisa todas las áreas que se abarcaran para llevar acabo dicho reemplazo.
- ✓ Resumen de Normativas a tratar: En lo que respecta a esta sección se procederá valga la redundancia en primera instancia a la detección y posteriormente la selección de tópicos para la cual proporcionaran la información para ejecutar los Diseños antes mencionados (Arquitectónico, Estructural, Hidrosanitario y Eléctrico).
- ✓ Software a utilizar: Autocad 2010, office 2010 etc.

## 6.5 TÉCNICAS DE ANÁLISIS DE DATOS.

- ✓ Evaluación de impacto ambiental: Para determinar si los Beneficios son mayores que los impactos negativos.
- ✓ Estimación del método más práctico para los diferentes diseños técnicos del trabajo.

## VII DESARROLLO Y RESULTADOS.

### 7.1 DISEÑO ARQUITECTONICO.

#### 7.1.1 PRE DIMENSIONAMIENTO ARQUITECTÓNICO DEL EDIFICIO.

##### a) Pre dimensionamiento de los salones de clase:

Para el pre dimensionamiento de los salones de clase partiremos de la información dada por Normas y Criterios para el Diseño de Establecimientos Escolares. (MINED):

Donde establece que se aproxima un número de 45 estudiantes por grado y por cada alumno un espacio promedio de 1 m<sup>2</sup> en el área urbana y que el concepto del aula teórica, ésta establece que las aulas de dimensión cuadrada, son las que mejor se adaptan a la forma educativa de los alumnos.

En el caso de nuestro proyecto tomaremos el caso crítico de albergar 45 alumnos por aula, tal y como lo contemplan las normas del reglamento.

$$\text{Área del salón} = 1.0 \text{ m}^2/\text{alumno} * 45 \text{ alumnos} = 45 \text{ m}^2$$

Optaremos por utilizar salones de clase rectangulares de 7m\*6.45 m, los cuales serán divididos por muros de relleno de mampostería confinada.

##### b) Pre dimensionamiento de pasillos:

Según Neufert en su libro “Arte de proyectar en arquitectura”, capítulo de dimensiones básicas y proporciones, propone:

Ancho de pasillos = 1.70 metros ← Para 3 personas.

Ancho de pasillos = 2.25 metros ← Para 4 personas.

Utilizaremos el ancho de 2.25 metros debido a que será un pasillo escolar en donde se albergará a bastantes estudiantes. Además, el autor del libro propone un aumento del 10% en el ancho del pasillo con el fin de involucrar el movimiento de las personas en el pasillo:

Ancho del pasillo = 1.7 metros \* 1.10 = 1.87 metros.

Por tanto Utilizaremos un ancho de pasillo de 1.94 metros en nuestra edificación, con el fin de brindar un espacio óptimo en la circulación de los estudiantes.

#### c) Distribución de ambientes

La distribución de ambientes del edificio será en un módulo único, de cinco salones de geometría rectangular de 7m \* 6.45 m, uno continuo al otro en cada una de las plantas. Los cuales se distribuirán de la siguiente manera: Requerimientos de áreas.

TABLA III (TABLA DE REQUERIMIENTOS DE AREAS DE EIFICACIÓN)

<b>TABLA DE REQUERIMIENTOS</b>	
DESCRIPCIÓN	ÁREA REQUERIDA (M <sup>2</sup> )
AULA	45.15
SERVICIOS SANITARIOS	24.90
SALON DE MAESTROS	20.51
DIRECCIÓN	20.51
MÓDULOS DE GRADOS	6.22

- Planta baja: La planta baja o primer nivel del edificio, contemplará 4 salones de clase y un salón de reuniones del establecimiento o laboratorio.
- Planta alta: La planta alta o segundo nivel del edificio, contemplará 5 salones de clase.

En el inferior se dispondrá de 180.60 m<sup>2</sup> para 4 aulas y 5 aulas en el nivel superior 225.75 m<sup>2</sup>.

#### d) Altura del edificio

La edificación escolar se diseñó de dos niveles debido a las limitantes del terreno, ya que de esta forma se adecúa mejor el edificio dentro del terreno y cumplir con el principio de emplazamiento propuesto por las normas del Ministerio de Educación, el cual dice que el área del conjunto arquitectónico en el terreno se logra cuando el área construida en la planta baja no exceda el 40% del área total del terreno.

La altura de cada piso será de 3.10 metros aproximadamente por nivel dando una altura total de la edificación de 6.20 metros medidos del nivel del piso a la cubierta del segundo nivel, el corredor o pasillo contará con un largo de 38.21 m y un ancho de 1.94 m. Las ventanas se situarán a 0.80 m sobre el nivel del piso, para proporcionar una adecuada iluminación y ventilación al ambiente. La altura designada se determinó tomando en cuenta de que las estructuras del Pacífico del país se hacen altas debido al intenso calor que afecta la zona, y lograr de esta manera espacios con mayor ventilación e iluminación.

### 7.1.2 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL A UTILIZAR

Llamaremos sistema estructural a la combinación de elementos tales como: losas, vigas, columnas y zapatas unidas de tal forma que formen un sistema. Una parte esencial de las responsabilidades del diseñador de estructuras consiste en seleccionar, a partir de muchas alternativas el mejor sistema estructural y sus materiales constituyentes, para determinadas condiciones.

El sistema estructural seleccionado es el de marcos dúctiles de concreto reforzado con nudos rígidos y losas planas de concreto armado, capaces de resistir toda la fuerza aplicada a la estructura, tanto vertical (cargas vivas y muertas) como horizontales (fuerza de sismo); utilizando como diagramas losas planas de sección compuesta mencionadas anteriormente.

El material constituyente de todo el sistema estructural será el concreto reforzado y sección compuesta, además, se utilizarán muros de mampostería confinada de relleno para dividir los distintos ambientes del edificio.

Al momento de seleccionar el sistema estructural se deben tener presentes algunos factores como: El conocimiento del sistema de análisis aplicable a la estructura, funcionalidad del diseño para las necesidades que se plantean, economía y también muy importante saber si en el lugar donde se efectuará la construcción se cuenta con el conocimiento de técnicas de construcción, que requiere el sistema estructural seleccionado.

## 7.2 ANALISIS ESTRUCTURAL.

### 7.2.1 PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

El pre dimensionamiento de una estructura consiste en darle medidas preliminares a los elementos que la componen, en este caso: losas, vigas, columnas y cimientos, con el fin de analizarlos bajo efectos de las cargas y así disponer luego si las medidas cumplen con los requisitos de carga o si deben modificarse.

- 1) Losas: Utilizando las recomendaciones del reglamento ACI 318-99, sección 9.5, donde las variables son las dimensiones de la superficie de la losa. En este caso las losas difieren en medidas aunque todas están apoyadas en cuatro lados, por lo que se consideran en 2 sentidos.

$$T_{losa1} = (\text{perímetro de losa}) / 180$$

$$(20.46/180) = 0.11 \text{ m}$$

$$T_{losa2} = (17.88/180) = 0.10 \text{ m}$$

Tomando la sección más crítica:

Espesor de losa: 12 cm

TABLA IV (TABLA DE PERALTES MINIMOS DE VIGAS ACI 318-08)

PERALTE MÍNIMO, h				
-	Simplemente apoyado	En un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo

Elementos	Elementos que no soportan o no están ligados a divisiones u otro tipo de construcción, susceptible a dañarse por grandes deflexiones			
Vigas o losas derivadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

- 2) Vigas: Se aplican varios criterios de diseño, que dependen de la luz que cubre la viga y la clase de apoyos que la sostienen.
- Recomendación del reglamento ACI 318-99, sección 9.5.2, ver Tabla IV
  - 8 cm de peralte por cada metro de luz

Se calculara la más crítica para todas las vigas, o sea la de mayor longitud.

$$t \text{ viga} = 7 \text{ m} * 0.08 = 0.56\text{m}$$

$$L/21 = 7/21 = 0.33 \text{ m}$$

El promedio de estas dos medidas:  $(0.56 + 0.33)/2 = 0.45\text{m} \approx 45\text{cm}$

Tomando como base de la viga la sección de la columna = 0.30 m

Sección de viga: 0.30m\*0.45m

- 3) Columnas: El método para pre dimensionar columnas se basa en la carga aplicada a la columna para poder determinar la sección de columna. Fórmula:  $0.85 * A_g (0.30 * F_c + F_y * A_s)$

$$1\% A_g \leq A_s \leq 8\% A_g \text{ (ACI 318-99, sección 21.4.3)}$$

Suponiendo un  $A_s$  mínimo de 1%  $A_g$  la solución es:

$$P = 49793.60 \text{ kg (tomado de áreas tributarias)}$$

$$49793.60 = 0.8(0.225 * 210 * A_g + 2810 * 0.01 A_g)$$

$$A_g = 826.74\text{cm}^2, \text{ columna de } (28.74 \times 28.74)\text{cm}^2$$

Área de sección mínima =  $900\text{cm}^2$ , por lo que se propone una sección mínima de  $30\text{cm} \times 30\text{cm} < A_g$  determinada.

Sección de la columna propuesta:  $0.30\text{m} \times 0.30\text{m}$

#### 4) Cimientos:

- Cota de cimentación: 2m, se prevé utilizar zapatas concéntricas.
- Área de la zapata:  $P_{\text{TRABAJO}}/\text{Valor soporte}$

$$P_{\text{TRABAJO}} = PU/FCU$$

Dónde: PU = carga última (tomado de áreas tributarias)

$$FCU = 1.50 \text{ (factor de carga última)}$$

$$P_{\text{TRABAJO}} = 49793.60/1.50 = 33195.70 \text{ kg}$$

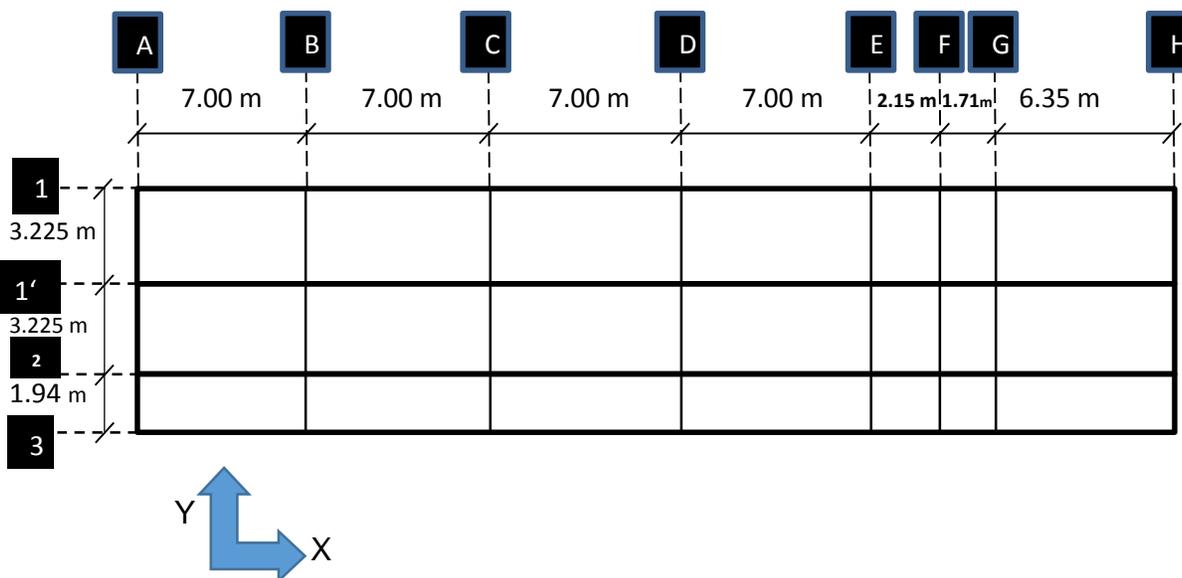
$$\text{Área de zapata} = 33.20T / 38.25T/\text{m}^2 = 0.87 \text{ m}^2 \approx 1 \text{ m}^2$$

Espesor propuesto: 45cm

$$\text{Área de zapatas propuesta} = 1.00 \text{ m}^2$$

Con los resultados obtenidos anteriormente, se tiene la distribución de columnas y vigas con sus respectivas medidas

FIGURA 5 PLANTA TÍPICA, EDIFICIO DE AULAS



## 7.2.2 CARGAS VERTICALES APLICADAS A MARCOS DÚCTILES.

A continuación se muestran las distintas cargas verticales a las cuales está sometida la edificación.

FIGURA 6 MODELO MATEMATICO, MARCO DUCTIL TIPICO SENTIDO X

Carga Muerta (CM)	Carga Viva (CV)
Peso de Concreto = 2400 kg/m <sup>3</sup>	Techo Inaccesible = 100 kg/m <sup>2</sup>
Peso de Muros = 200 kg/m <sup>2</sup>	Pasillos = 500 kg/m <sup>2</sup>
Peso de Acabados = 40 kg/m <sup>2</sup>	Aulas = 250 kg/m <sup>2</sup>

Integración de cargas:

$$C.M. = W_{losa} + W_{vigas} + W_{muros} + W_{acabados}$$

= área tributaria (peso específico del concreto \* espesor de losa + peso de acabados) + peso de viga + peso de muro.

$$C.V. = (\text{Área tributaria} * \text{Valor carga viva}) / L$$

$$t = \text{Espesor de losa} = 0.11 \text{ m}$$

C.V. = en salones = 250 kg/m<sup>2</sup> (El valor fue tomado de la tabla V, para salones de clases de secundaria y universidad, en pasillos = 500 kg/m<sup>2</sup>); ver tabla 1 del RNC – 07 – 09.

$$\text{Peso de acabados} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sección de viga} = 0.45\text{m} * 0.30\text{m}$$

$$\text{Peso de muros} = 200 \text{ kg/m}^2$$

Los valores de cargas muertas y cargas vivas.

Elevación – Marco Sentido Y; Eje B, Primer Nivel.

1er Nivel

$$C.M._{1,2} = (((2.58+2.58)*(2400)*(0.10)+(40))/3.225)+(0.30*0.45*2400)+(200)(3.22)$$

$$C.M._{1,2} = 1365.79 \text{ kg/m}$$

$$C.V._{1,2} = (2.58 + 2.58) (100) / 3.225$$

$$C.V_{.1,2} = 160 \text{ kg/m}$$

$$C.M._3 = (((0.94+0.94)*(2400)*(0.10)+(40))/1.94) + (0.30*0.45*2400) + (200*1.94)$$

$$C.M._3 = 965.17 \text{ kg/m}$$

$$C.V._3 = (0.94 + 0.94)(100) / 1.94$$

$$C.V._3 = 96.907 \text{ kg/m}$$

2do Nivel

$$C.M._4 = (((2.58+2.58)*(2400)*(0.11)+(40)) / 3.225)+(0.30*0.45*2400)+(200)(3.225)$$

$$C.M._4 = 1404.13 \text{ kg/m}$$

$$C.V._4 = (2.58 + 2.58) (250) / 3.225$$

$$C.V._4 = 400 \text{ kg/m}$$

$$C.M._5 = (((0.94+0.94)*(2400)*(0.11) +(40))/1.94) + (0.30*0.45*2400) + (200*1.94)$$

$$C.M._5 = 988.45 \text{ kg/m}$$

$$C.V._5 = (0.94 + 0.94) (500) / 1.94$$

$$C.V._5 = 484.54 \text{ kg/m}$$

Elevación – Marco Sentido X, Eje “1”.

1er Nivel

$$C.M._{1,2,3,4} = (((8.66+8.66)*(2400)*(0.10)+(40))/7)+(0.30*0.45*2400)+(200*7.00)$$

$$C.M._{1,2,3,4} = 2323.54 \text{ kg/m}$$

$$C.V._{1,2,3,4} = (8.66 + 8.66) (100) / 7.00$$

$$C.V._{1,2,3,4} = 247.429 \text{ kg/m}$$

$$C.M._5 = (((0.91+0.91)*(2400)*(0.10)+(40)) / 2.15)+(0.30*0.45*2400) + (200*2.15)$$

$$C.M._5 = 975.77 \text{ kg/m}$$

$$C.V._5 = (0.91 + 0.91) (100) / 2.15$$

$$C.V._5 = 84.65 \text{ kg/m}$$

$$C.M._6 = (((0.58+0.58)*(2400)*(0.10)+(40)) / 1.71)+(0.30*0.45*2400) + (200*1.71)$$

$$C.M._6 = 852.20 \text{ kg/m}$$

$$C.V._6 = (0.58 + 0.58) (100) / 1.71$$

$$C.V.6 = 67.84 \text{ kg/m}$$

$$C.M.7 = (((6.95+6.95)*(2400)*(0.10)+(40)) / 6.35)+(0.30*0.45*2400) + (200*6.35)$$

$$C.M.7 = 2125.65 \text{ kg/m}$$

$$C.V.7 = (6.95 + 6.95) (100) / 6.35$$

$$C.V.7 = 218.90 \text{ kg/m}$$

2do Nivel

$$C.M.1,2,,3,4 = (((8.66+8.66)*(2400)*(0.11) + (40)) / 7) + (0.30*0.45*2400) + (200*7)$$

$$C.M.1,2,,3,4 = 2382.93 \text{ kg/m}$$

$$C.V.1,2,,3,4 = (8.66 + 8.66) (250) / 7.00$$

$$C.V.1,2,,3,4 = 618.571 \text{ kg/m}$$

$$C.M.5 = (((0.91+0.91)*(2400)*(0.11)+(40)) / 2.15)+(0.30*0.45*2400) + (200*2.15)$$

$$C.M.5 = 996.08 \text{ kg/m}$$

$$C.V.5 = (0.91 + 0.91) (250) / 2.15$$

$$C.V.5 = 211.63 \text{ kg/m}$$

$$C.M.6 = (((0.58+0.58)*(2400)*(0.11)+(40)) / 1.71)+(0.30*0.45*2400) + (200*1.71)$$

$$C.M.6 = 868.48 \text{ kg/m}$$

$$C.V.6 = (0.58 + 0.58) (250) / 1.71$$

$$C.V.6 = 169.59 \text{ kg/m}$$

$$C.M.7 = (((6.95+6.95)*(2400)*(0.11)+(40)) / 6.35)+(0.30*0.45*2400) + (200*6.35)$$

$$C.M.7 = 2178.19 \text{ kg/m}$$

$$C.V.7 = (6.95 + 6.95) (250) / 6.35$$

$$C.V.7 = 547.24 \text{ kg/m}$$

FIGURA 6 MODELO MATEMATICO, MARCO DUCTIL TIPICO SENTIDO X

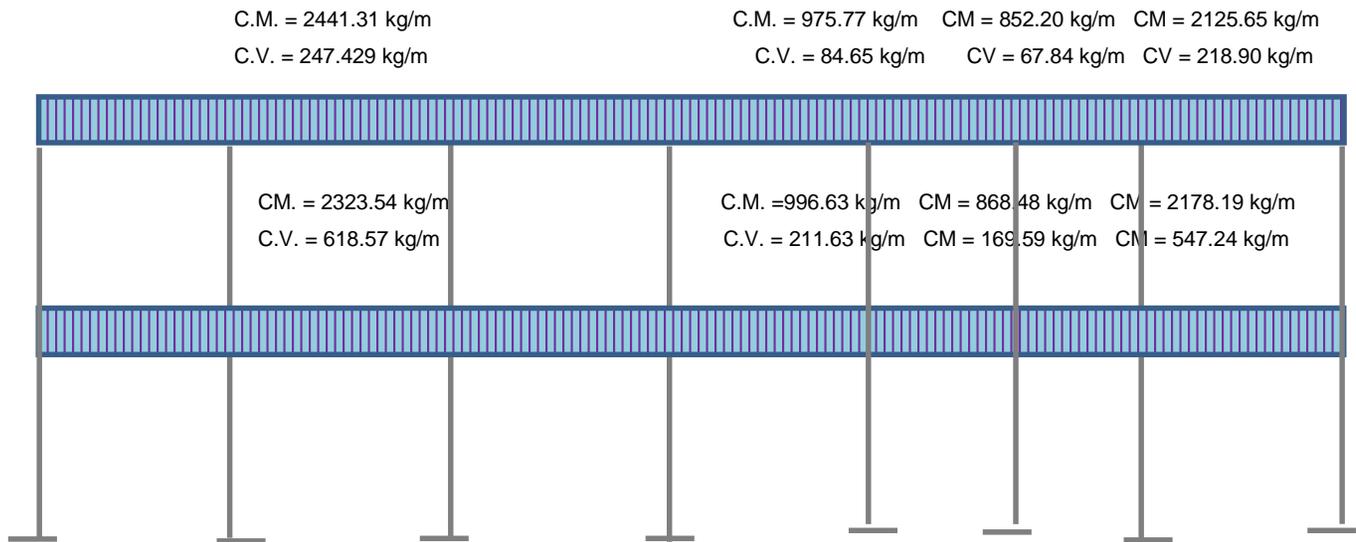
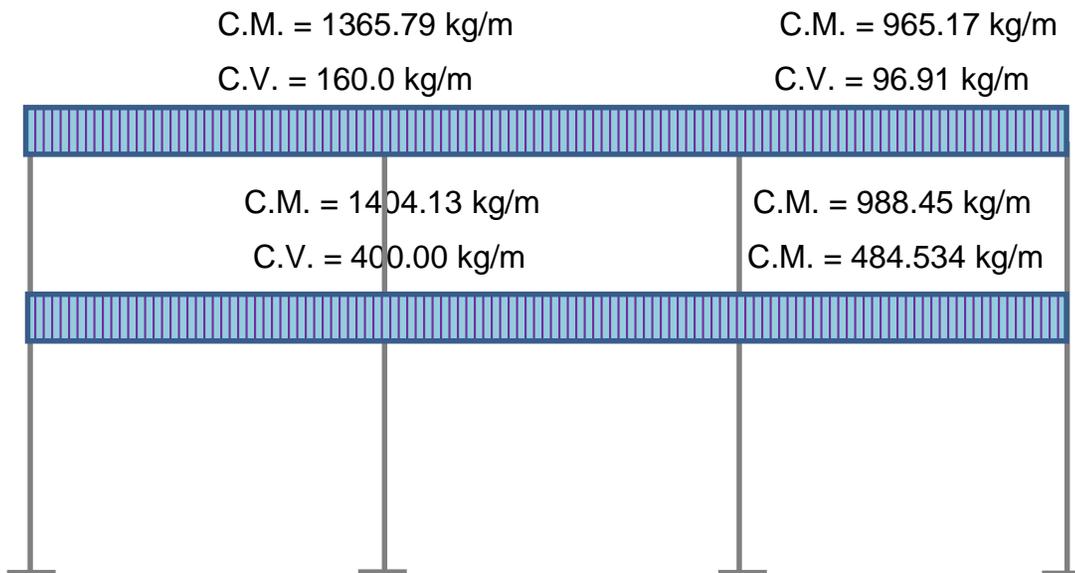


FIGURA 7 MODELO MATEMATICO, MARCO DUCTIL TIPICO SENTIDO Y



### 7.2.3 CARGAS HORIZONTALES EN MARCOS.

Las fuerzas debido al viento, sismos o empujes de tierra, son consideradas como fuerzas horizontales, paralelas a la superficie terrestre y son a las que están expuestas los edificios, no se integran ambas al mismo tiempo, ya que los fenómenos naturales que los provocan no se presentan en forma simultánea. Como es conocimiento general, Nicaragua está ubicada en una zona de gran actividad sísmica, por lo que este factor predominará para el diseño del edificio. Utilizando el método Stanford, se encontrarán las fuerzas sísmicas o laterales aplicadas al edificio de aulas.

Método Stanford en edificio de aulas:

Corte Basal (V): Fuerza total o corte en la base de una construcción debido a fuerzas sísmicas.

Fórmula:  $V = ADBQW$

Donde A = es el valor de la zona de aceleración, depende del grupo en que se catalogue el uso de la estructura, de la zona de riesgo sísmico de país (Ver tabla VI).

Tabla de coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, A, correspondientes a estructura, del grupo A, B y C.

TABLA VI (TABLA DE COEFICIENTES DE ACELERACIÓN SISMICA)

Muros de Concreto o Mampostería y piedras macizas.

-	-	Altura de la construcción en (m)		
		Menos de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13
Zona	Tipo de Suelo			
A	I	0.06	0.06	0.06
A	II	0.11	0.11	0.11
A	III	0.14	0.15	0.15
B	I	0.16	0.16	0.16
B	II	0.27	0.28	0.28

B	III	0.35	0.36	0.36
C	I	0.20	0.21	0.21
C	II	0.30	0.31	0.31
C	III	0.41	0.42	0.42

Para este caso se considera una estructura que se cataloga como parte del grupo edificios coloniales, corrientes, residenciales o para reuniones públicas y estructuras industriales, El Sauce, León está ubicado en la Zona C con tipo de suelo 3 a una altura entre 7 y 13. (Ver tabla VI)

$$A = 0.42$$

D es el factor dinámico medio de amplificación, se determina por el tipo de suelo del lugar y como una función del periodo T de oscilación del edificio.

En ausencia de un periodo determinado como anteriormente el valor T para edificios se puede determinar con la fórmula:

$$T = 0.09 \text{ hn} / (Ds)^{1/2}$$

Donde hn = altura del edificio (m).

Ds = Lado del edificio paralelo a la acción del sismo que se está considerando (m).

$$T_x = 0.09(8.20) / (38.51)^{1/2} = 0.119$$

$$D = 2 * (0.5 / T)^{1/2} \text{ para suelo suave}$$

$$D = 2 * (0.3 / T)^{1/2} \text{ para suelo firme}$$

$$D_x = 2 * (0.5 / 0.119)^{1/2} = 4.100$$

$$T_y = 0.09 (8.20) / (8.41)^{1/2} = 0.25$$

$$D_y = 2 * (0.5 / 0.25)^{1/2} = 2.83$$

B es el factor de comportamiento estructural, depende del sistema estructural a construir. En el apéndice I se dan los valores de B correspondientes a los tipos de estructuras y definiciones.

Estructura tipo I, Marcos dúctiles,  $B = 0.17$ .

$Q$  = factor de calidad. Está en función de redundancia de los elementos estructurales, de la redundancia en la planta, de la simetría en la planta, de la regularidad, de su elevación y suspensión óptima de la construcción.

$$Q = 1 + \sum pq$$

En esta fórmula  $pq$  es un factor de penalización,  $q$  depende de si la estructura reúne o no un criterio de control de calidad  $q$ , los valores  $pq$  se encuentran en tabla VII.

TABLA VII (VALOR DE PENALIZACION)

-	pq Valores	
	Reúne el Criterio	No reúne el Criterio
Redundancia en Marcos	-	-
1 Marcos y muros de corte	0	0.1
2 Redundancia en planta	0	0.1
3 Simetría en planta	0	0.1
4 Control de calidad de la Construcción	0	0.2
5 Regularidad de la elevación	0	0.1

$$Q_x = 1 + 0.1 + 0.1 + 0.1 + 0 + 0.2 = 1.5$$

$$Q_y = 1 + 0.1 + 0.1 + 0.1 + 0 + 0.2 = 1.5$$

$W$  = peso propio de la estructura + 25 % de la carga viva.

TABLA VIII (PESO DEL SEGUNDO NIVEL)

Elementos	Base (m)	Peralte (m)	Long (ml)	Altura (m)	Cantidad (kg/m <sup>2</sup> )	Yc (kg/m <sup>3</sup> )	W (kg)
Muro			143.7	3.50	200		100,590.0
Columna	0.30	0.30		4.70	32	2400	32,486.4
Viga	0.30	0.45	220.12		1	2400	71,318.9
Losa				0.11	323.869	2400	85,501.4
25% C. V.			25% (250 y 500)				100,322.5
<b>TOTAL</b>							390,219.2

TABLA IX (PESO DEL PRIMER NIVEL)

Elementos	Base (m)	Peralte (m)	Long (ml)	Altura (m)	Cantidad (kg/m <sup>2</sup> )	Yc (kg/m <sup>3</sup> )	W (kg)
Muro			143.7	3.50	200		100,590.0
Columna	0.30	0.30		3.50	32	2400	24,192.0
Viga	0.30	0.45	220.12		1	2400	71,318.9
Losa				0.10	323.87	2400	77,728.8
25% C. V.			25 (100)				8,096.75
<b>TOTAL</b>							204,197.65

El peso total de la estructura:

$$W = W_{\text{nivel1}} + W_{\text{nivel2}}$$

$$W = 390,219.2 + 204,197.65 = 594,416.85 \text{ kg}$$

El corte basal se determina de la siguiente forma:

$$V_x = 0.42 * 4.10 * 0.17 * 1.50 * 594,416.85$$

$$V_x = 261,014.38 \text{ kg}$$

$$V_y = 0.42 * 2.83 * 0.17 * 1.50 * 594,416.85$$

$$V_y = 180,163.59 \text{ kg}$$

Fuerzas por Nivel (Fni)

$$\text{Fórmula: } F_{ni} = (V - F_t) W_{hi} / \sum (W_{hi})$$

$F_n$  = Fuerza por Nivel

$V$  = Corte Basal

$F_t$  = Fuerza adicional de cúspide del edificio, cuando  $t$  (periodo natural de vibración) es menor que 0.25 segundos  $F_t = 0$ , en caso contrario.

$$F_t = (0.07) (\text{Periodo } T) * V$$

$W$  = Peso propio de la Estructura + 25 % de las cargas vivas.

$W_i$  = Peso propio de la Estructura + 25 % de las cargas vivas por nivel.

$H_i$  = Altura tomada de la base de la estructura al centro de cada nivel de piso de la estructura.

## TABLA X, FUERZA POR NIVEL

Sentido X.

Nivel	W	Hi	W * hi	V	Fn
1	204,197.65	8.20	$1.674 * 10^6$	261,014.38	124,555.0
2	390,219.20	4.70	$1.834 * 10^6$	261,014.38	136,460.0
$\Sigma$	-		$3.508 * 10^6$		261,015.0

Sentido Y.

Nivel	W	Hi	W * hi	V	Fn
1	204,197.65	8.20	$1.674 * 10^6$	180,163.59	84,468.60
2	390,219.20	4.70	$1.834 * 10^6$	180,163.59	92542.10
$\Sigma$	-		$3.508 * 10^6$		177,011.0

Fuerzas por Marcos.

 $C_R$  = Centro de Rigidez $C_M$  = Centro de Masae = excentricidad,  $e_{min} = 0.05 * (h \text{ total del edificio})$ 

Marco Típico Sentido X.

$$C_{RX} = (1*38.51 + 1*31.36 + 1*24.36 + 1*17.36 + 1*10.36 + 1*8.21 + 1*6.50 + 1*0)/8$$

$$C_{RX} = 17.083$$

$$C_{MX} = (38.51*0.3*0.3 + 31.36*0.3*0.3 + 24.36*0.3*0.3 + 17.36*0.3*0.3 + 10.36*0.3*0.3 + 8.21*0.3*0.3 + 6.50*0.3*0.3 + 0.15*0.3*0.3) / (8*0.3*0.3)$$

$$C_{MX} = 21.933$$

e = excentricidad,  $e_{min} = 0.05 * (h \text{ total del edificio})$ 

$$e_x = 21.933 - 17.083 = 4.85$$

$$e_{min} = 0.05 * 8.20 = 0.41$$

$e_x > e_{min}$ , por lo que se considera que existe torsión en el sentido X.

Marco Típico Sentido Y

$$C_{RY} = (1*8.40 + 1*5.17 + 1*1.94 + 1*0) / 4$$

$$C_{RY} = 3.88$$

$$C_{MY} = (8.40*0.30*0.30 + 5.17*0.30*0.30 + 1.94*0.30*0.30 + 0.15*0.30*0.30) / (4*0.30*0.30)$$

$$C_{MY} = 3.92$$

$$e_y = 3.88 - 3.92 = 0.04$$

$$0.04 < 0.41$$

$$e_{min} = 0.05 * 8.20 = 0.41$$

$e_y = 0$ , por lo que se considera que no existe torsión en el sentido Y.

En el sentido X si existe excentricidad, para el cálculo de fuerzas por marco se toma la mayor,

$$e_x = 4.85$$

$$FM = FM' \pm FM''$$

$$FM' = k_i * F_{ni} / \sum k_i$$

$$FM'' = (e * F_{ni}) / E_i$$

$$E = (\sum k_i * d_i^2) / (k_i * d_i)$$

Donde FM = Fuerza proporcional a la rigidez.

FM' = Fuerza de Torsión.

Ki = Rigidez de Marco  $k = 1$

(Los elementos son simétricos)

Ei = Modelo de rigidez

e = Excentricidad

C<sub>R</sub> = Centro de Rigidez

C<sub>M</sub> = Centro de Masa

d<sub>i</sub> = Distancia de centro rígido a marco considerado

## Nivel Inferior

$$E_i = (1 \cdot 17.08^2 + 1 \cdot 19.93^2 + 1 \cdot 2.93^2 + 1 \cdot 4.07^2 + 1 \cdot 11.07^2 + 1 \cdot 13.22^2 + 1 \cdot 14.93^2 + 1 \cdot 21.43^2)$$

$$/(1 \cdot 21.43) \quad E_i = 79.03$$

$$FM'' = (4.85 \cdot 136,460.0) / 79.03 = 8,374.43$$

$$FM' = 1 \cdot 136,460.0 / 8 = 17,057.5$$

$$FM = 8,374.43 + 17,057.5 = 25,431.9$$

## Nivel Superior

$$FM'' = (4.85 \cdot 124,555.0) / 79.03 = 7,643.83$$

$$FM' = 1 \cdot 124,555.0 / 8 = 15,569.40$$

$$FM = 7,643.83 + 15,569.83 = 23,213.20$$

En el sentido Y si existe excentricidad, aunque esta es muy pequeña, para el cálculo de fuerzas por marco se toma la mayor,  $e_y = 0.41$ .

## Nivel Inferior

$$E_i = (1 \cdot 4.024^2 + 1 \cdot 2.234^2 + 1 \cdot 1.291^2 + 1 \cdot 4.666^2) / 1 \cdot 4.666$$

$$E_i = 9.56$$

$$FM'' = (0.41 \cdot 92542.10) / 9.56 = 3,968.86$$

$$FM' = 1 \cdot 92542.10 / 4 = 23,135.50$$

$$FM = 3,968.86 + 23,135.50 = 27,104.40$$

## Nivel Superior

$$E_i = 9.56$$

$$FM'' = (0.41 \cdot 84,468.60) / 9.56 = 3,622.61$$

$$FM' = 1 \cdot 84,468.60 / 4 = 21,117.20$$

$$FM = 3,622.61 + 21,117.20 = 24,739.80$$

FIGURA 8 MARCO DUCTIL TIPICO SENTIDO "X" – FUERZA SÍSMICA

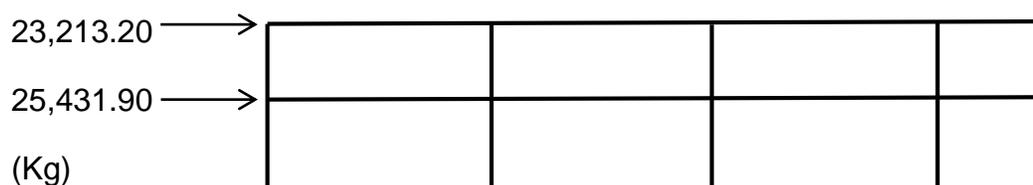
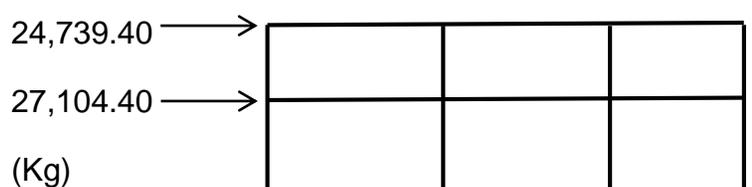


FIGURA 9 MARCO DUCTIL TIPICO SENTIDO "Y" – FUERZA SÍSMICA



Definidas las cargas horizontales y verticales que se van a aplicar a la estructura, se procede al análisis del mismo.

El proceso de análisis tiene como fin satisfacer todos los requisitos de carga y desplazamientos de la estructura, utilizando para esto secciones mínimas en los elementos que componen, teniendo también como resultado paralelo la minimización de los costos.

En este caso se procederá a analizar la estructura y se chequeará si las secciones pre-dimensionadas son aptas para resistir los efectos aplicados.

#### 7.2.4 ANÁLISIS DE MARCOS DUCTILES POR EL METODO KANI.

TABLA XI. DATOS PARA UTILIZAR METODO DE KANI EN MARCO DUCTILES

Nudo	Tramo	Rigidez	Factor de Giro	Momentos de Sujecion de Vigas					
				CM		CV		CS	
B	BA	143.61 7	-0.0685						
	BE	705.30 2	-0.339	-1220.762	-1220.76	-347.763	-347.763	0	0
	BC	192.29 1	-0.0925						

-0.500

Nudo	Tramo	Rigidez	Factor de Giro	Momentos de Sujecion de Vigas					
				CM		CV		CS	
C	CB	705.30 2	-0.107		-1287.43		-139.105		0
	CF	192.85 7	-0.393	-1287.429				-139.105	

-0.500

Nudo	Tramo	Rigidez	Factor de Giro	Momentos de Sujecion de Vigas						
				CM		CV		CS		
F	FC	705.30 2	-0.220	1187.429	0		0	0	0	
	FE	192.85 7	-0.060							
	FI	705.30 2	-0.220	-1187.429				-139.105		0

-0.500

Nudo	Tramo	Rigidez	Factor de Giro	Momentos de Sujecion de Vigas						
				CM		CV		CS		
E	EF	192.85 7	-0.055		0		0		0	
	EB	705.30 2	-0.202	1220.762				347.763		0
	ED	143.61 7	-0.041							
	EH	705.30 2	-0.202	-1220.762				-347.763		0

-0.500

Nudo	Tramo	Rigidez	Factor de Giro	Momentos de Sujecion de Vigas						
				CM		CV		CS		
H	HE	705.30 2	-0.159	1220.762	910.751		195.798	0	0	
	HG	143.61 7	-0.032							
	HK	705.30 2	-0.265	-310.011						0
	HI	192.85 7	-0.044					-151.965		

-0.500

Nudo	Tramo	Rigidez	Factor de Giro	Monentos de Sujecion de Vigas					
				CM		CV		CS	
I	IF	705.30 2	-0.170	1187.429	884.72	139.105	108.711	0	0
	IH	192.85 7	-0.047						
	IL	705.30 2	-0.283	-302.709		-30.394		0	

-0.500

Nudo	Tramo	Rigidez	Factor de Giro	Monentos de Sujecion de Vigas					
				CM		CV		CS	
L	LI	705.30 2	-0.429	302.709	302.709	30.394	30.394	0	0
	LK	192.85 7	-0.071						

-0.500

Nudo	Tramo	Rigidez	Factor de Giro	Monentos de Sujecion de Vigas					
				CM		CV		CS	
K	KL	192.29 1	-0.064		310.011		151.965		0
	KH	705.30 2	-0.3885	310.011		151.965		0	
	KJ	143.61 7	-0.0475						

-0.500

A	AB	143.61 7	0.000
---	----	-------------	-------

D	DE	143.61 7	0.000
---	----	-------------	-------

G	GH	143.61 7	0.000
---	----	-------------	-------

J	JK	143.61 7	0.000
---	----	-------------	-------

Para el nudo B se tienen los siguientes cálculos mostrados en la tabla VII siguiendo los mismos pasos para los demás nudos, por lo tanto, se tiene que:

$$K_{\text{col. 2 nivel}} = ((30)(30)^3 / 12) / 470 = 143.617 \text{ cm}^3$$

$$K_{\text{col. 1 nivel}} = ((30)(30)^3 / 12) / 350 = 192.857 \text{ cm}^3$$

$$K_{\text{viga 1}} = ((30)(45)^3 / 12) / 323 = 705.302 \text{ cm}^3$$

Factores de Giro o Coeficientes de Reparto se determinan con.

$$\mu_{ik} = -1/2 (K_{ik} / \sum K_{in})$$

Nudo B:

$$\mu_{BA} = -1/2 (143.617 / (143.617 + 192.857 + 705.302)) = -0.069$$

$$\mu_{BE} = -1/2 (705.302 / (705.302 + 143.617 + 192.857)) = -0.339$$

$$\mu_{BC} = -1/2 (192.857 / (192.857 + 705.302 + 143.617)) = -0.093$$

Para corroborar se tiene que  $\sum \mu_{\text{nudo}} = -1/2$ , por lo que:

$$\mu_{BA} + \mu_{BE} + \mu_{BC} = (-0.069 - 0.339 - 0.093) = -0.5$$

Para los momentos de sujeción (en viga), se tiene que:

Cargas distribuidas uniformemente,  $M_f = \pm wl^2 / 12$

$$M_{fBE} = -M_{fEB} (1,519 * 3.225^2) / 12 = 1,316.55 \text{ kg.m}$$

$$M_{SB} = 0 - 1,316.55 = -1,316.55 \text{ kg.m}$$

Los momentos de piso son  $Qh/3$ , donde  $Q$  es la fuerza de piso y  $h$  es la altura del mismo.

Al analizar el marco por carga muerta o carga viva no actúan fuerzas de volteo, lo que hace que el momento de piso sea nulo. Para el caso de carga de sismo, si existe dicho momento, resumiendo se tiene que:

Por carga muerta:

$$M_p = 0 \text{ en el nivel 2 y 1}$$

Por carga de sismo:

$$M_{pn1} = (21643.40 * 3.50) / 3 = 25250.60 \text{ Kg}$$

$$M_{pn2} = (70265.60 \times 4.475)/3 = 104812.85 \text{ Kg}$$

Los factores de corrimiento se determina por  $v = -3/2 (K_{col}/\sum K_{col del nivel})$

$$V_{AB} = -(3/2) \times (143.617 / (143.617 + 143.617 + 143.617 + 143.617)) = -0.375$$

De la misma manera se calculan los factores de corrimiento para las demás columnas, por lo tanto, se tiene que:

$$V_{DF} = -0.375 \quad V_{GH} = -0.375 \quad V_{JK} = -0.375 \quad V_{CB} = -0.375$$

$$V_{FE} = -0.375 \quad V_{IH} = -0.375 \quad V_{LK} = -0.375$$

Teniendo todos datos anteriores en los marcos como se muestra en la figura 11 se iniciara con las iteraciones teniendo que:

Iteración No. 1 (secuencia B-C-F-E-H-I-L-K)

Nudo B:

$$M'_{BA} = \mu_{BA} (M_{SB} + \sum (M'_{AB} + M'_{EB} + M'_{CB} + M''_{AB} + M''_{BC}))$$

$$M'_{BE} = \mu_{BC} (M_{SB} + \sum (M'_{AB} + M'_{EB} + M'_{CB} + M''_{AB} + M''_{BC}))$$

$$M'_{BE} = \mu_{BC} (M_{SB} + \sum (M'_{AB} + M'_{EB} + M'_{CB} + M''_{AB} + M''_{BC}))$$

Nudo C:

$$M'_{CB} = \mu_{CB} (M_{SC} + \sum (M'_{BC} + M'_{FC} + M''_{CB}))$$

$$M'_{CF} = \mu_{CF} (M_{SC} + \sum (M'_{BC} + M'_{FC} + M''_{CB}))$$

Nudo F:

$$M'_{FC} = \mu_{FC} (M_{SF} + \sum (M'_{CF} + M'_{EF} + M'_{IF} + M''_{FE}))$$

$$M'_{FE} = \mu_{FE} (M_{SF} + \sum (M'_{CF} + M'_{EF} + M'_{IF} + M''_{FE}))$$

$$M'_{FI} = \mu_{FI} (M_{SF} + \sum (M'_{CF} + M'_{EF} + M'_{IF} + M''_{FE}))$$

Nudo E:

$$M'_{EF} = \mu_{EF} (M_{SE} + \Sigma (M'_{DE} + M'_{BE} + M'_{FE} + M'_{HE} + M''_{DE} + M''_{EF}))$$

$$M'_{EB} = \mu_{EB} (M_{SE} + \Sigma (M'_{DE} + M'_{BE} + M'_{FE} + M'_{HE} + M''_{DE} + M''_{EF}))$$

$$M'_{ED} = \mu_{ED} (M_{SE} + \Sigma (M'_{DE} + M'_{BE} + M'_{FE} + M'_{HE} + M''_{DE} + M''_{EF}))$$

$$M'_{EH} = \mu_{EH} (M_{SE} + \Sigma (M'_{DE} + M'_{BE} + M'_{FE} + M'_{HE} + M''_{DE} + M''_{EF}))$$

Nudo H:

$$M'_{HE} = \mu_{HE} (M_{SH} + \Sigma (M'_{GH} + M'_{EH} + M'_{IH} + M'_{KH} + M''_{GH} + M''_{HI}))$$

$$M'_{HG} = \mu_{HG} (M_{SH} + \Sigma (M'_{GH} + M'_{EH} + M'_{IH} + M'_{KH} + M''_{GH} + M''_{HI}))$$

$$M'_{HK} = \mu_{HK} (M_{SH} + \Sigma (M'_{GH} + M'_{EH} + M'_{IH} + M'_{KH} + M''_{GH} + M''_{HI}))$$

$$M'_{HI} = \mu_{HI} (M_{SH} + \Sigma (M'_{GH} + M'_{EH} + M'_{IH} + M'_{KH} + M''_{GH} + M''_{HI}))$$

Nudo I:

$$M'_{IG} = \mu_{IG} (M_{SI} + \Sigma (M'_{HI} + M'_{FI} + M'_{LI} + M''_{IH}))$$

$$M'_{IH} = \mu_{IH} (M_{SI} + \Sigma (M'_{HI} + M'_{FI} + M'_{LI} + M''_{IH}))$$

$$M'_{IL} = \mu_{IL} (M_{SI} + \Sigma (M'_{HI} + M'_{FI} + M'_{LI} + M''_{IH}))$$

Nudo L:

$$M'_{LI} = \mu_{LI} (M_{SL} + \Sigma (M'_{IL} + M'_{KL} + M''_{LK}))$$

$$M'_{LK} = \mu_{LK} (M_{SL} + \Sigma (M'_{IL} + M'_{KL} + M''_{LK}))$$

Nudo K:

$$M'_{KL} = \mu_{KL} (M_{SK} + \Sigma (M'_{LK} + M'_{HK} + M'_{JK} + M''_{JK} + M''_{KL}))$$

$$M'_{KH} = \mu_{KH} (M_{SK} + \Sigma (M'_{LK} + M'_{HK} + M'_{JK} + M''_{JK} + M''_{KL}))$$

$$M'_{KJ} = \mu_{KJ} (M_{SK} + \Sigma (M'_{LK} + M'_{HK} + M'_{JK} + M''_{JK} + M''_{KL}))$$

Momento de piso:

$$M_{pn1} = V_{BC}(M'_{BC} + M'_{CB} + M'_{EF} + M'_{FE} + M'_{HI} + M'_{IH} + M_{KL} + M_{KL})$$

$$M_{pn2} = V_{AB}(M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{DE} + M'_{ED} + M'_{GH} + M'_{HG} + M'_{JK} + M'_{KJ})$$

Continuando con las iteraciones como las 2 anteriores se obtienen los datos mostrados en la figura 11.

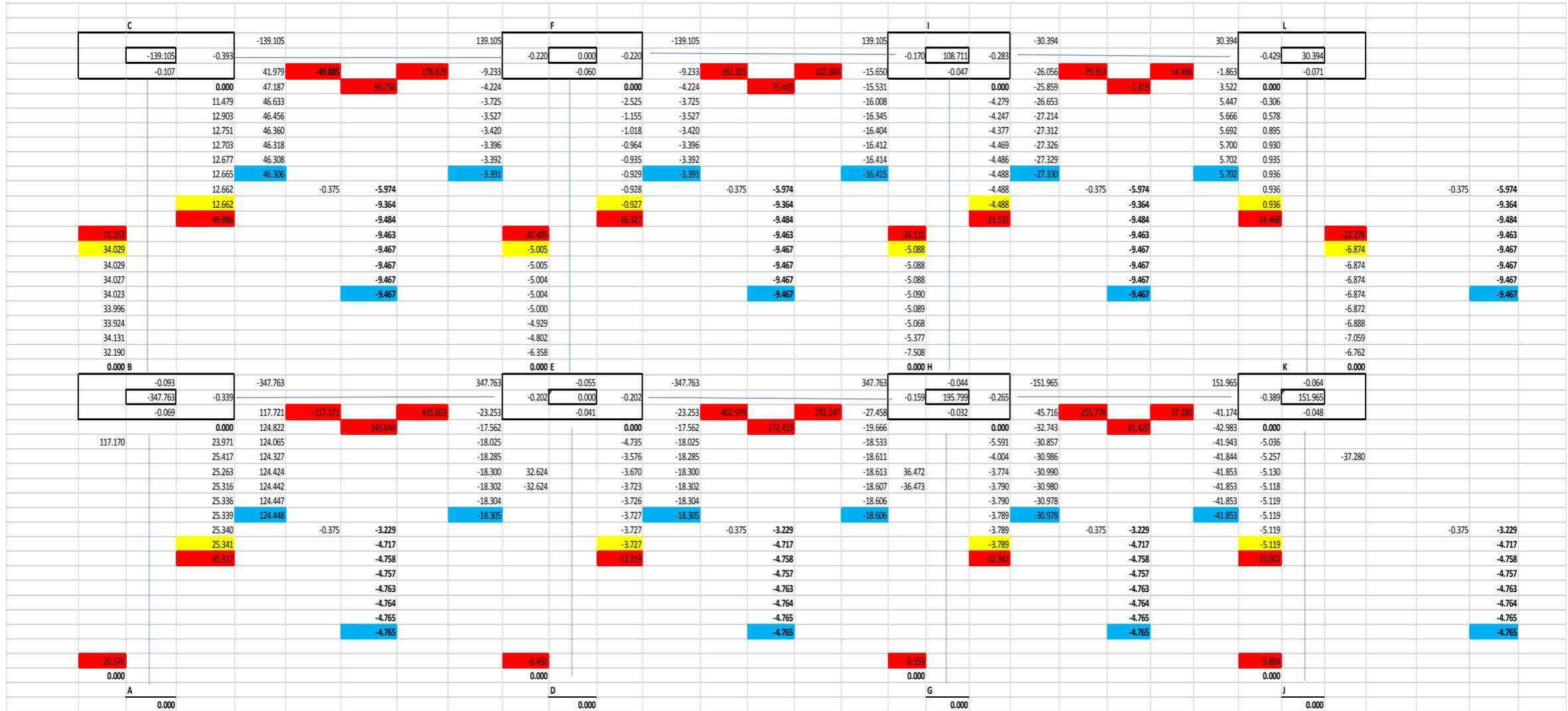


FIGURA 10 ITERACIONES POR METODO DE KANI PARA CM EJE B SENTIDO Y.

C										F										I										L									
-1,187.429										1,187.429										-1,187.429										1,187.429									
-0.393										-0.220										-0.283										-0.429									
-0.107										-0.060										-0.047										-0.071									
421.863										-92.781										-128.594										-38.054									
-314.683										-1,433.604										-214.102										-728.978									
852.849										880.912										59.088										60.974									
1,530.886										-62.751										-202.386										-24.921									
-92.781										-61.888										-201.934										-19.057									
-62.751										-25.370										-35.163										-6.250									
-61.888										-62.102										-203.478										-4.093									
-62.102										-17.159										-33.238										-18.939									
-61.957										-16.923										-203.625										-3.130									
-61.939										-16.981										-33.418										-19.063									
-61.943										-16.942										-203.601										-3.129									
-61.943										-16.936										-33.438										-3.131									
-61.945										-16.938										-203.600										-19.068									
-0.375										-36.985										-36.985										-36.985									
-36.985										-52.785										-52.785										-52.785									
-52.785										-52.669										-52.669										-52.669									
-52.669										-91.409										-151.214										-60.210									
-52.369										-11.061										-32.716										-2.368									
-52.353										-52.346										-52.346										-52.346									
-52.346										-11.061										-32.716										-2.367									
-52.344										-11.071										-32.717										-2.365									
-52.344										-11.115										-32.674										-2.356									
-11.106										-11.106										-32.358										-2.465									
-11.997										-11.997										-32.566										-3.617									
-21.408										-21.408										-36.223										-5.311									
0.000 B										0.000 E										0.000 H										0.000 K									
-0.093										-0.055										-0.044										-0.064									
-1,220.762										-1,220.762										-310.011										310.011									
-0.339										-0.202										-0.265										-0.389									
-0.069										-0.041										-0.032										-0.048									
413.239										-43.873										-220.560										-32.336									
-446.082										-1,421.313										-722.841										81.972									
828.729										644.314										62.610										81.972									
1,547.426										-40.617										-198.293										-22.021									
-78.292										-15.942										-197.024										-3.955									
-43.873										-8.934										-198.949										-2.693									
-40.617										-40.651										-24.251										-14.347									
-40.651										-40.489										-199.210										-1.835									
-40.489										126.113										-24.096										-14.401									
-40.451										-126.113										-199.207										-1.755									
-40.451										-8.271										-24.332										-14.415									
-40.451										-8.277										-199.207										-1.761									
-40.451										-8.245										-24.364										-1.763									
-40.451										-8.237										-199.207										-1.763									
-0.375										-13.978										-13.978										-13.978									
-13.978										-18.460										-18.460										-18.460									
-18.460										-18.366										-18.366										-18.366									
-18.366										-18.248										-18.248										-18.248									
-18.248										-18.238										-18.238										-18.238									
-18.238										-18.236										-18.236										-18.236									
-18.236										-18.235										-18.235										-18.235									
-18.235										-18.235										-18.235										-18.235									
-64.755										-26.472										-42.598										-19.998									
0.000										0.000										0.000										0.000									
A										D										G										J									
0.000										0.000										0.000										0.000									

Para las condiciones de carga viva y carga de sismo, se tiene los datos en las figuras 11 y 12 aplicado el método de Kani.

FIGURA 11. ITERACIONES POR METODO DE KANI PARA CV EJE B SENTIDO Y.





Con los datos obtenidos en las figuras 11, 12 y 13 se obtienen los momentos finales por la aplicación de cargas muertas, cargas viva y carga de sismo, mostrados en la tabla XII.

TABLA XIII. MOMENTOS FINALES EN MARCO POR METODO DE KANI EJE B SENTIDO Y.

Nudo	Tramo	Momento por CM		Momento por CV		Momento por CS	
		kg-m	T-m	kg-m	T-m	kg-m	T-m
B	BA	147.746	0.148	45.917	0.046	-8697.228	-8.697
	BE	446.082	0.446	-117.171	-0.117	15922.530	15.923
	BC	298.336	0.298	71.253	0.071	7225.302	7.225

Nudo	Tramo	Momento por CM		Momento por CV		Momento por CS	
		kg-m	T-m	kg-m	T-m	kg-m	T-m
C	CB	314.682	0.315	49.886	0.050	-8111.944	-8.112
	CF	-314.683	-0.315	-49.885	-0.050	8111.944	8.112

Nudo	Tramo	Momento por CM		Momento por CV		Momento por CS	
		kg-m	T-m	kg-m	T-m	kg-m	T-m
F	FC	1530.886	1.531	178.629	0.179	6243.343	6.243343
	FE	-97.281	-0.097	-16.327	-0.016	-10168.998	-10.168998
	FI	-1433.604	-1.434	-162.303	-0.162	3925.655	3.925655

Nudo	Tramo	Momento por CM		Momento por CV		Momento por CS	
		kg-m	T-m	kg-m	T-m	kg-m	T-m
E	EF	-91.404	-0.091	-20.405	-0.020	-9806.654	-9.806654
	EB	1347.426	1.347	435.603	0.436	12136.838	12.136838
	ED	-34.709	-0.035	-12.219	-0.012	-10238.951	-10.238951
	EH	-1421.313	-1.421	-18.305	-0.018	7572.915	7.572915

Nudo	Tramo	Momento por CM		Momento por CV		Momento por CS	
		kg-m	T-m	kg-m	T-m	kg-m	T-m
H	HE	941.016	0.941	292.247	0.292	6794.685	6.794685
	HG	-66.962	-0.067	-12.342	-0.012	-10555.885	-10.555885
	HK	-722.841	-0.723	-225.774	-0.226	14116.159	14.116159
	HI	-151.214	-0.151	-24.131	-0.024	-10354.959	-10.354959

Nudo	Tramo	Momento por CM		Momento por CV		Momento por CS	
		kg-m	T-m	kg-m	T-m	kg-m	T-m
I	IF	880.912	0.881	102.884	0.103	3476.567	3.476567
	IH	-151.936	-0.152	-23.531	-0.024	-10627.393	-10.627393
	IL	-728.978	-0.729	-79.353	-0.079	7150.826	7.150826

Nudo	Tramo	Momento por CM		Momento por CV		Momento por CS	
		kg-m	T-m	kg-m	T-m	kg-m	T-m
L	LI	60.974	0.061	14.468	0.014	9261.054	9.261
	LK	-60.974	-0.061	-14.468	-0.014	-9261.054	-9.261

Nudo	Tramo	Momento por CM		Momento por CV		Momento por CS	
		kg-m	T-m	kg-m	T-m	kg-m	T-m
K	KL	-60.21	-0.060	-22.278	-0.022	-8661.986	-8.662
	KH	81.972	0.082	37.280	0.037	18215.230	18.215
	KJ	-21.761	-0.022	-15.002	-0.015	-9553.244	-9.553

Nudo	Tramo	Momento por CM		Momento por CV		Momento por CS	
		kg-m	T-m	kg-m	T-m	kg-m	T-m
A	AB	64.755	0.065	20.576	0.021	-10034.924	-10.035
D	DE	-26.472	-0.026	-8.492	-0.008	-10805.785	-10.806
G	GH	-42.598	-0.043	-8.553	-0.009	-10964.252	-10.964
J	JK	-19.998	-0.020	-9.884	-0.010	-10462.931	-10.463

7.2.5 COMPARACION DE DIAGRAMAS KANI VERSUS SAP2000 PARA SENTIDO Y

FIGURA 13. COMPARACION DE DIAGRAMAS KANI VERSUS SAP2000 PARA CM EJE B SENTIDO Y.

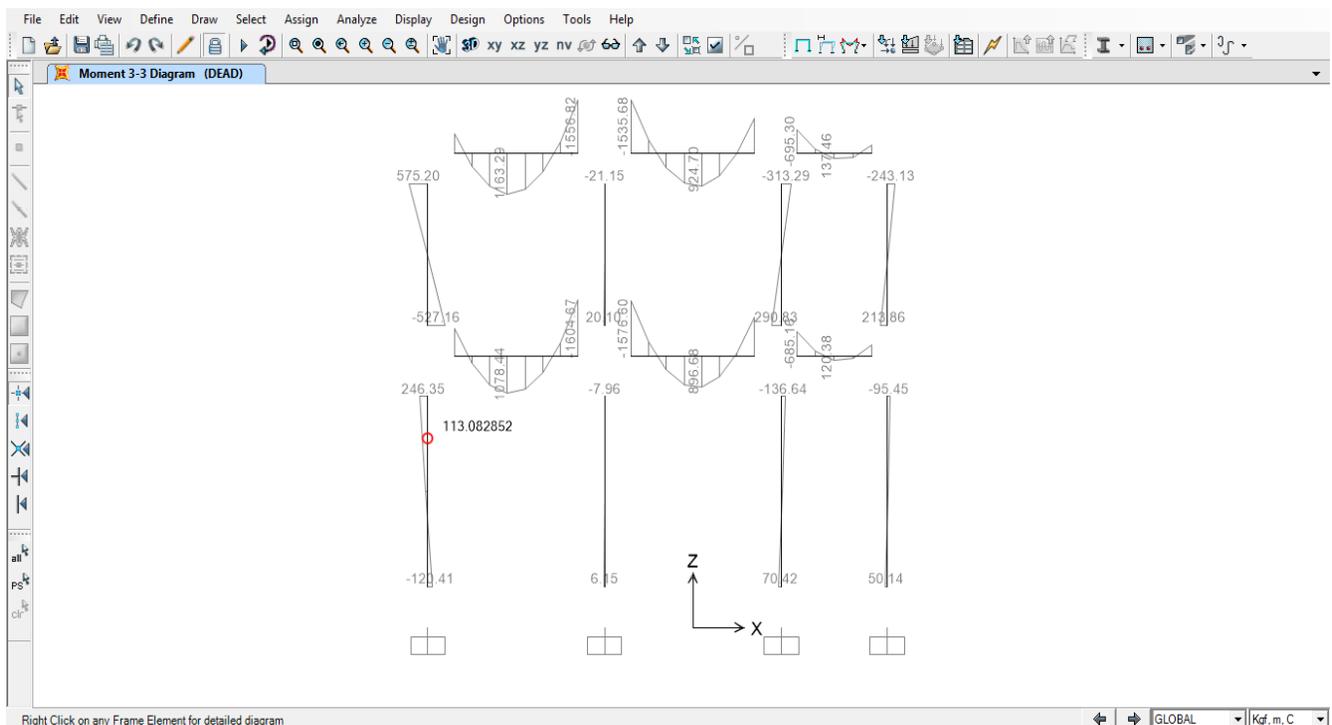
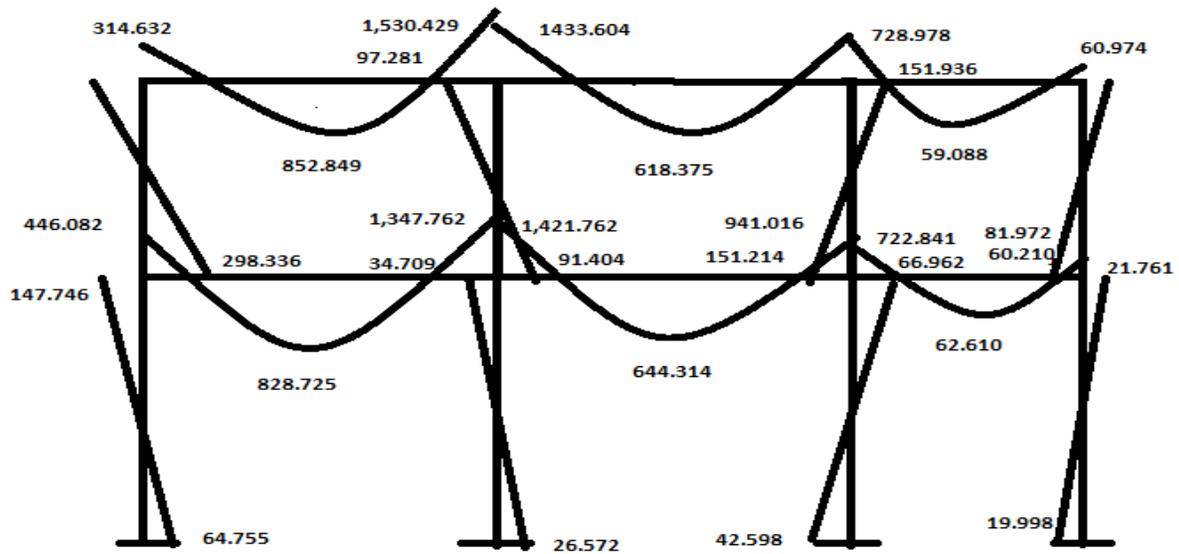


FIGURA 14. COMPARACION DE DIAGRAMAS KANI VERSUS SAP2000 PARA CV EJE B SENTIDO Y.

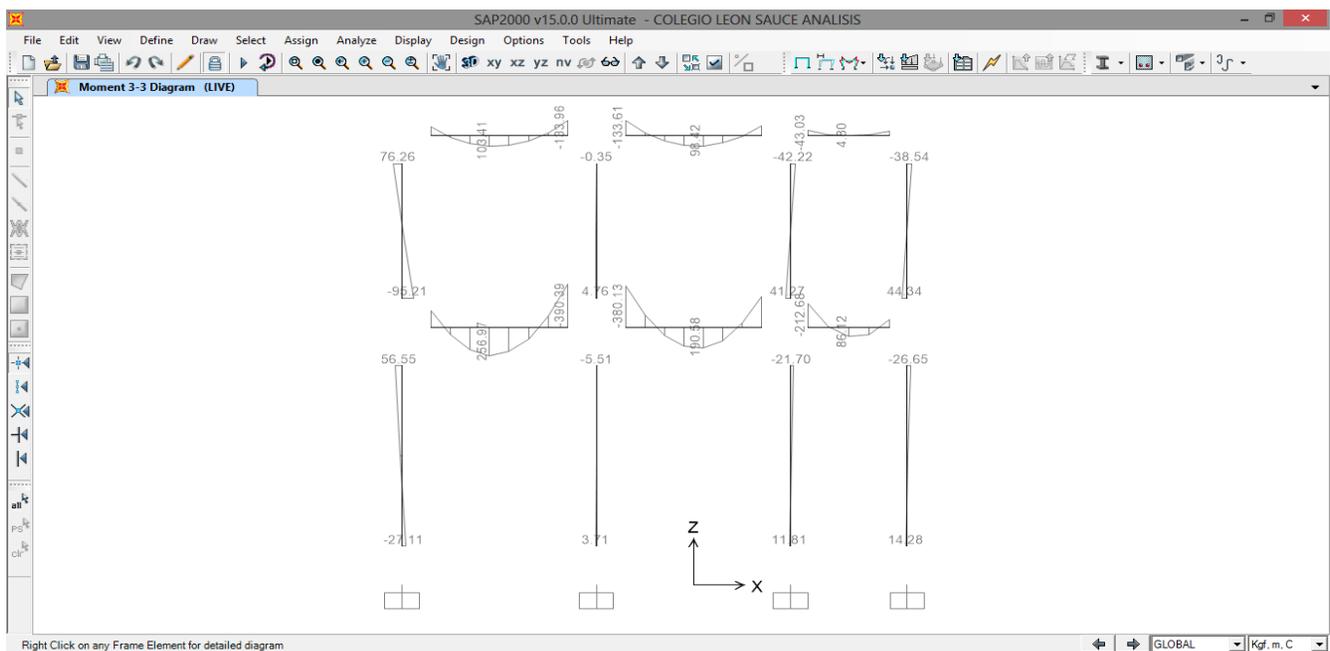
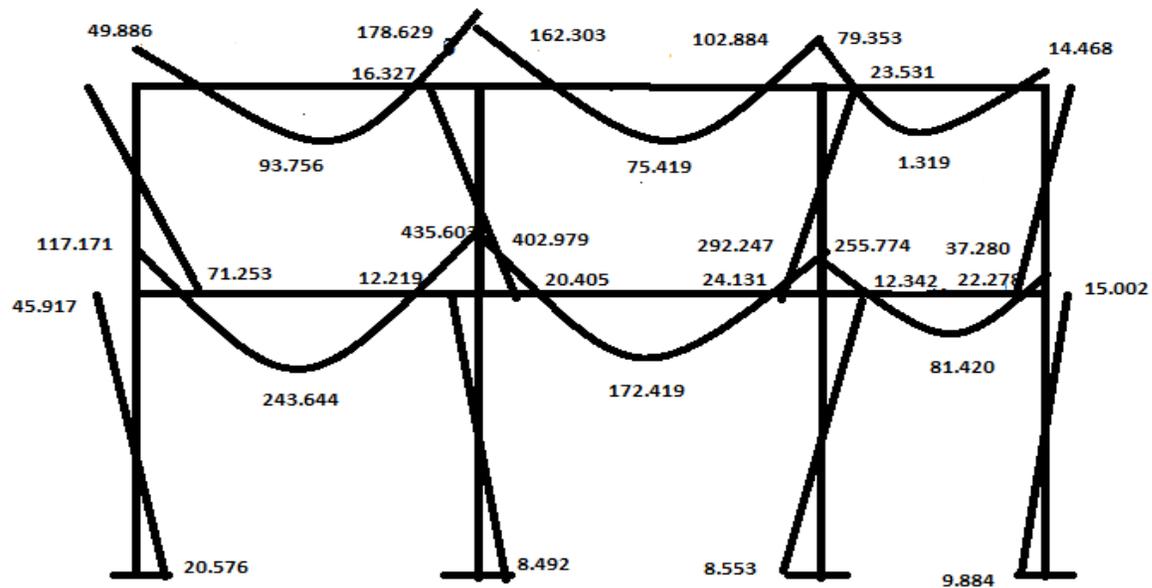
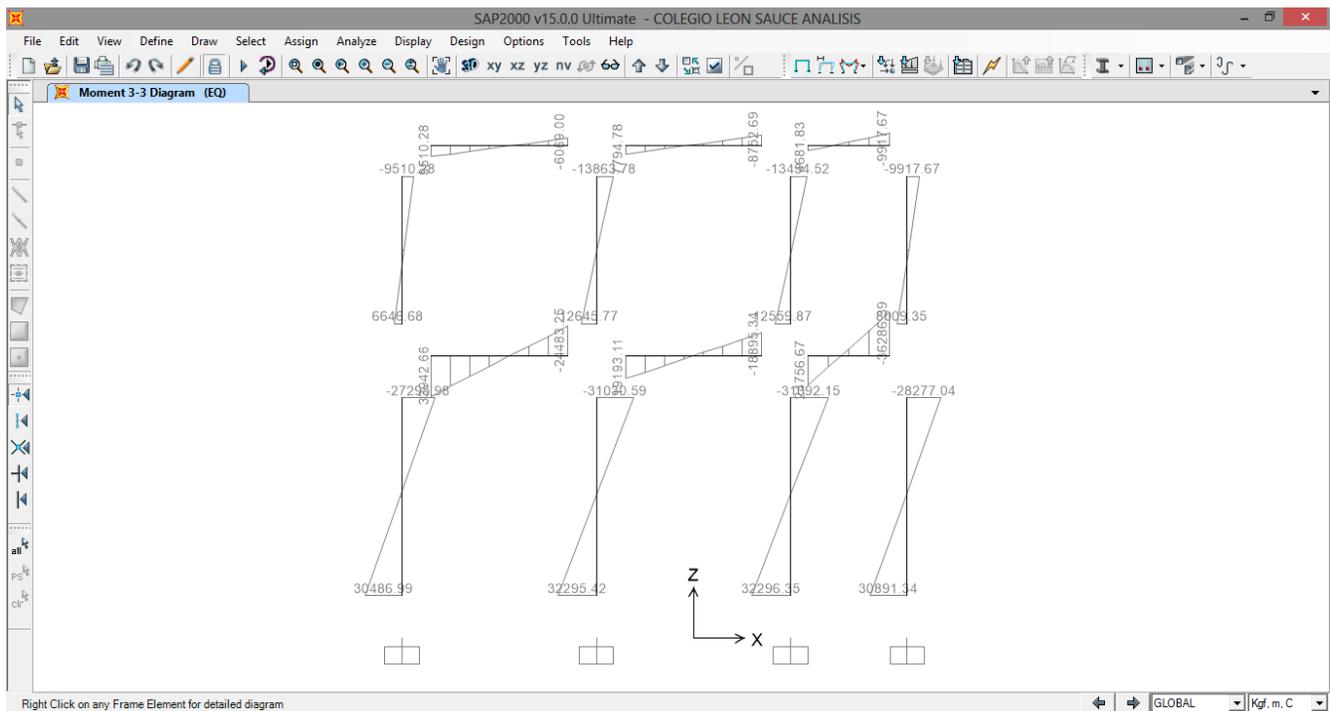
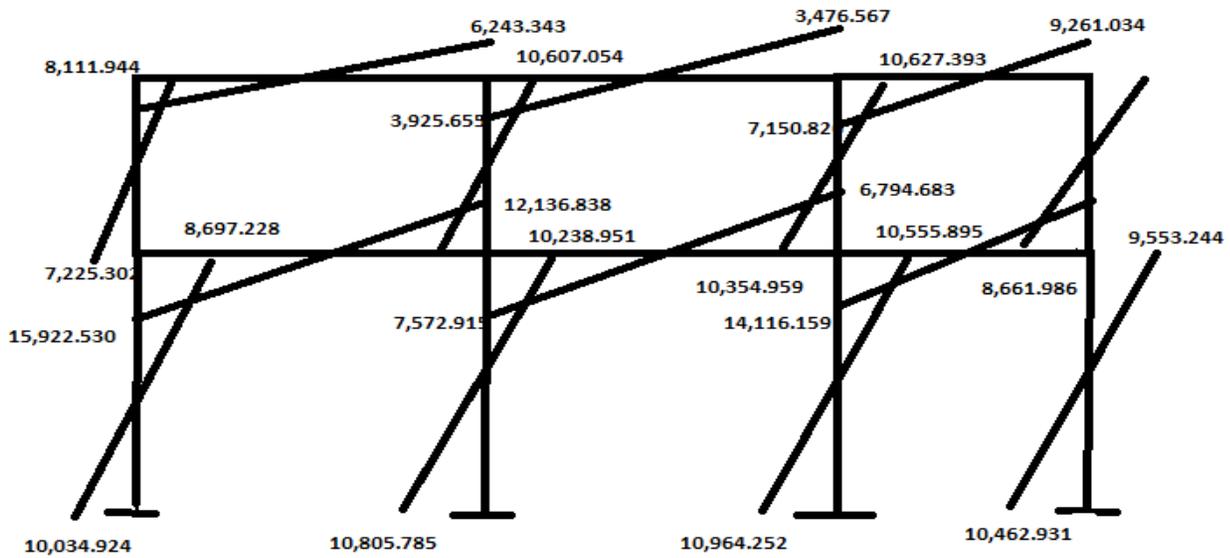


FIGURA 15. COMPARACION DE DIAGRAMAS KANI VERSUS SAP2000 PARA CS EJE B SENTIDO Y.



Los resultados obtenidos por el método de Kani, son aproximados a los obtenidos con sap2000.

### 7.2.6 ANÁLISIS DE MARCOS DUCTILES POR EL METODO SAP2000 EN SENTIDO X.

Analizando el marco en sentido X del eje de la estructura escolar y utilizando el sap2000, se tienen los datos de la figura 16 la 18.

FIGURA 16. DIAGRAMA DE MOMENTO PARA CM EN EJE 1' SENTIDO X

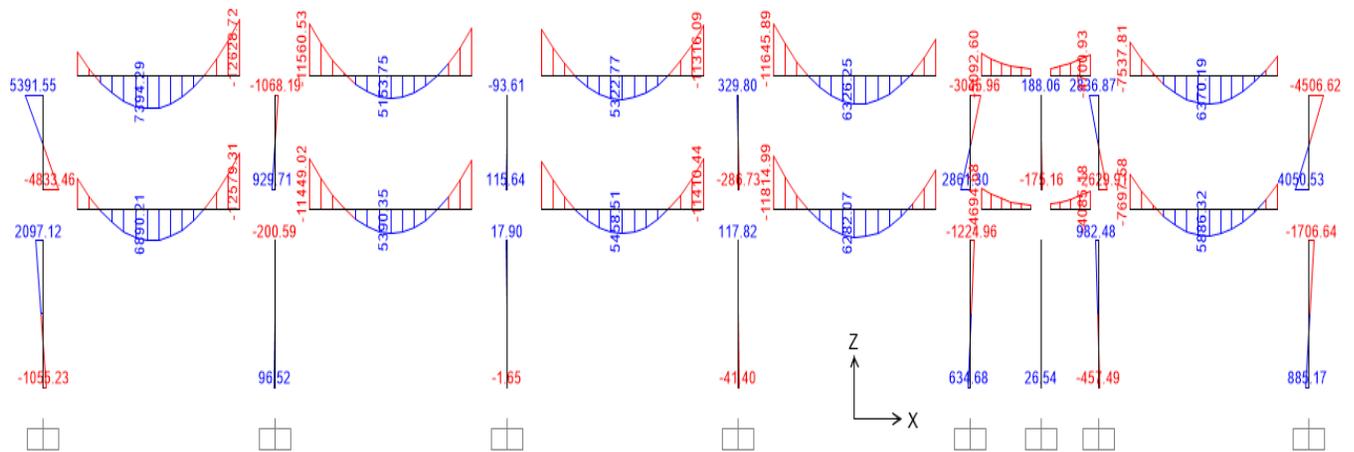


FIGURA 17. DIAGRAMA DE MOMENTO PARA CV EN EJE 1' SENTIDO X

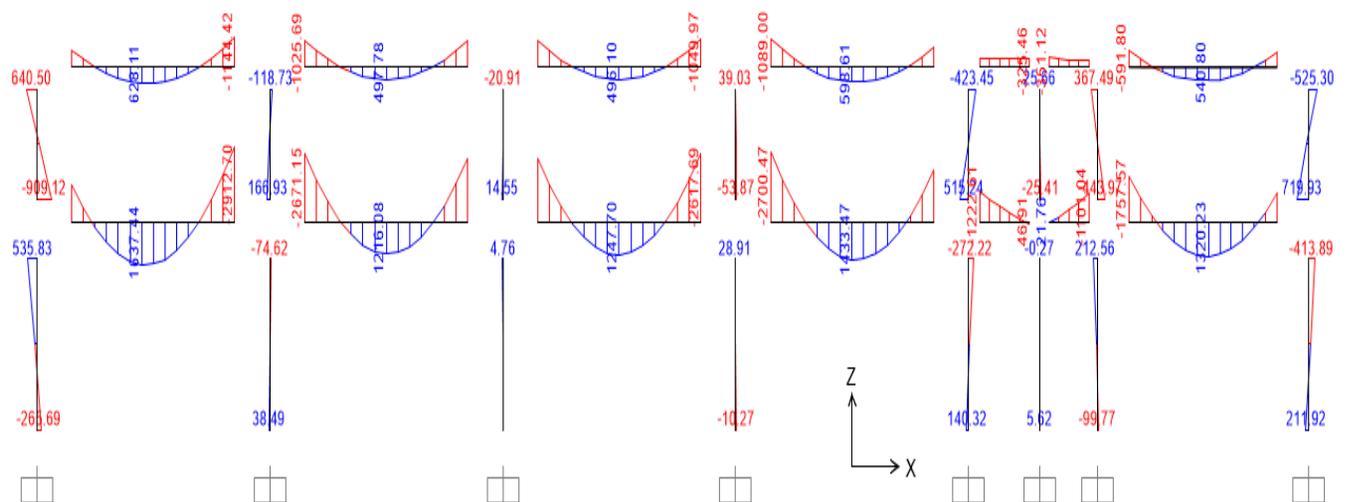
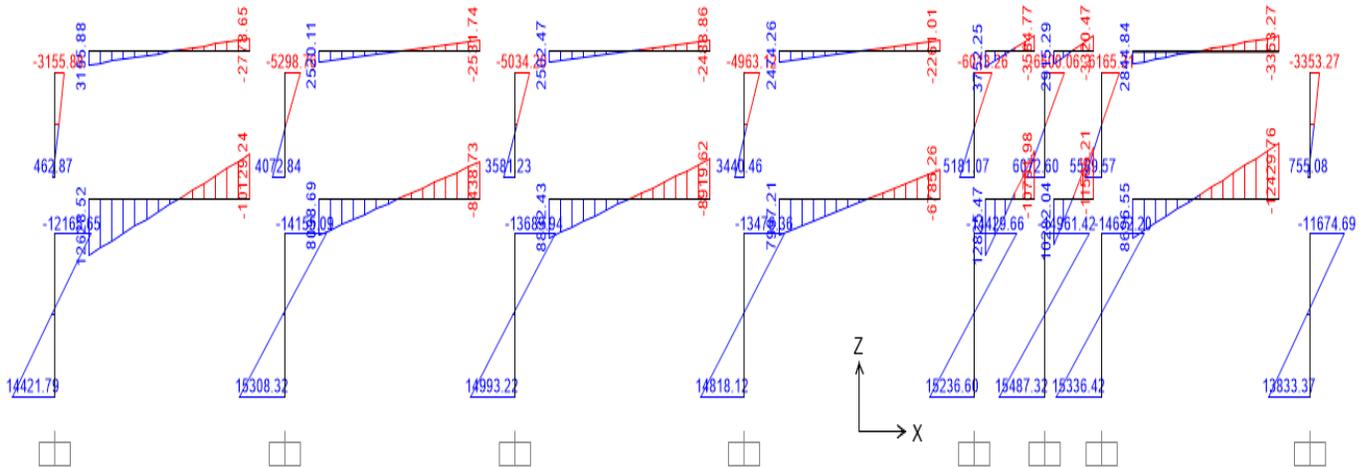


FIGURA 18. DIAGRAMA DE MOMENTO PARA CS EN EJE 1' SENTIDO X.



7.2.7 CALCULO DE ENVOLVENTE DE CORTE Y MOMENTOS EN AMBOS SENTIDOS.

Para la envoltura de corte y momentos, se utilizan las combinaciones de carga recomendadas por el ACI 318-99, capítulo 9.2 las cuales son:

- 1,4CM+1,7CV
- 0,75(1,4CM+1,7CV+1,87CS)
- 0,75(1,4CM+1,7CV-1,87CS)
- 0,9CM+1,43CS
- 0,9CM-1,43CS

A continuación se detalla la tabla de la envoltura de momentos y cortante en el sentido Y el cual es calculado por el método sap2000.

TABLA XIII. ENVOLVENTES DE MOMENTOS Y CORTANTES EN SENTIDO "Y".

ELEMENTOS	1,4CM+1,7CV	0,75(1,4CM+1,7CV+1,87CS)	0,75(1,4CM+1,7CV-1,87CS)	0,9CM+1,43CS	0,9CM-1,43CS	ENVOLVENTE
Viga C – F						
M C-F	-934.98	12637.37	-14039.83	13082.44	-9080.70	13082.44
M(+)	1754.25	0.00	0.00	0.00	0.00	1378.79
M F-C	-2407.24	-10317.44	6706.60	-10080.02	7277.82	7277.82
V C-F	-3804.94	3911.20	-9618.60	4714.39	-14117.85	4714.39
V F-C	4716.55	10302.31	-3227.49	9627.69	-4167.39	10302.31
Viga F – I						
M F-I	-2377.09	9149.34	-12714.97	9764.40	-12528.62	9764.40
M(+)	1451.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1809.39
M I-F	-1556.92	-13443.66	11108.28	-13424.38	11608.96	11608.98
V F-I	-4514.66	3799.18	-10571.18	4722.54	-9929.59	4722.54
V I-F	4006.82	10190.29	-4180.07	9635.84	-5016.28	10190.29
Viga I – L						
M I-L	-1046.58	5781.25	-7351.12	6069.16	-7320.71	6069.16
M(+)	216.89	0.00	0.00	0.00	0.00	1192.05
M L-I	-405.88	-14214.27	13605.45	-14401.40	13963.80	13963.81
V I-L	-2241.26	8873.71	-12235.61	9426.06	-12094.82	9426.06
V L-I	1580.75	11740.22	-9369.10	11677.61	-9845.62	13963.80
Viga B – E						
M B-E	-1341.00	46601.08	-48612.58	47844.08	-49236.51	47844.08
M(+)	1893.54	0.00	0.00	0.00	0.00	4778.91
M E-B	-2910.09	-36520.97	32155.83	-36455.85	33567.56	33567.56
V B-E	-4520.56	21979.64	-28769.48	23586.69	-28148.33	23586.69
V E-B	5492.13	29489.16	-21250.96	28611.45	-23123.57	29489.16
Viga E – H						
M E-H	-2853.48	24777.82	-29058.04	26026.78	-28864.68	26026.78
M(+)	1580.83	0.00	0.00	0.00	0.00	1748.68
M H-E	-2026.24	28020.62	23981.27	-28021.92	26019.22	26019.22
V E-H	-5262.46	12591.52	-20485.20	14220.97	-19504.31	14220.97
V H-E	4750.23	20101.04	-12975.60	19245.73	14479.55	20101.04
Viga H – K						
M H-K	-1320.83	33731.75	-35713.00	34786.53	-36019.88	43677.41
M(+)	32.31	0.00	0.00	0.00	0.00	2764.98
M K-H	553.64	51309.99	50479.53	-52171.04	51614.36	51614.36
V H-K	-2977.27	41899.60	-46365.51	43677.41	-46318.40	43677.71
V K-H	2186.35	-45772.32	-42492.79	45969.60	-44026.21	45969.60

Columnas						
M C-B	934.98	-12637.35	14039.83	-13082.42	14117.83	14117.83
M B-C	-899.93	8647.20	-9997.10	9030.47	-9979.41	9030.47
V C-B	-524.25	6081.23	-6867.61	6317.90	-6884.84	6317.90
V B-C	-524.26	6081.23	-6867.61	6317.89	-6884.84	6317.89
M F-E	-30.15	-19466.81	19421.58	-19844.45	19820.34	19806.45
M E-F	36.18	17763.20	-17708.94	18101.90	-18065.34	18101.90
V F-E	18.95	10636.85	-10608.43	10841.52	-10820.34	10841.52
V E-F	18.95	10636.85	-10608.43	10841.52	-10820.34	10841.51
M I-H	-510.34	-19224.93	18459.41	-19493.57	18929.69	18929.69
M H-I	477.29	17973.47	-17257.53	18222.63	-17699.17	-17699.17
V I-H	282.18	10627.91	-10204.64	10775.85	-10565.18	10775.85
V H-I	282.17	10627.91	-10204.64	10775.85	-10565.19	10775.85
M L-K	-405.88	-14214.27	13605.44	-14401.40	13963.80	13936.81
M K-L	374.76	11514.30	-10952.16	11645.95	-11261.02	11645.95
V L-K	223.04	7350.98	-7016.42	7442.06	-7207.05	7442.06
V K-L	223.04	7350.98	-7016.42	7442.06	-7207.05	7442.06
M B-A	441.07	-37953.87	38615.76	-38813.61	39257.10	39257.10
V B-A	-139.53	17138.47	-17347.76	17510.97	-17651.46	17510.97
M E-D	-20.44	-43535.59	43504.93	-44380.73	44366.47	44366.47
V E-D	7.51	18901.19	-18889.93	19268.75	-19263.38	19268.75
M H-G	-228.12	-43778.83	43436.65	-44585.74	44339.85	44339.85
V H-G	73.77	18970.39	-18859.74	19325.59	-19426.32	19325.59
M K-J	-178.88	-39795.69	39527.38	-40525.09	40353.34	40353.34
V K-J	58.15	17700.76	-17613.54	18031.24	-17975.51	18031.24
Zapatatas						
MA	-214.73	42599.13	-42921.22	43490.20	-43707.01	43490.20
VA	-139.53	17138.47	-17347.76	17510.97	-17651.46	17510.97
MD	14.85	45305.13	-45282.86	46187.61	-46176.62	46187.61
VD	7.51	18901.19	-18889.93	19268.74	-19263.38	19268.74
MG	118.59	45385.63	-45207.74	46248.19	-46121.51	46248.19
VG	73.76	18970.39	-18859.75	19325.59	-19246.32	19325.59
MJ	94.41	43399.12	-43257.50	44222.97	-44132.80	44222.97
VJ	58.14	17700.76	-17613.55	18031.23	-17975.51	18031.23

Representando los datos obtenidos de la tabla XIII a continuación las gráficas de los envolventes momentos y cortantes calculados por sap2000 para vigas y columnas. Se tiene el resultado en la figura 19 al 22.

FIGURA 19. DIAGRAMA ENVOLVENTE DE MOMENTO SENTIDO Y EJE B.

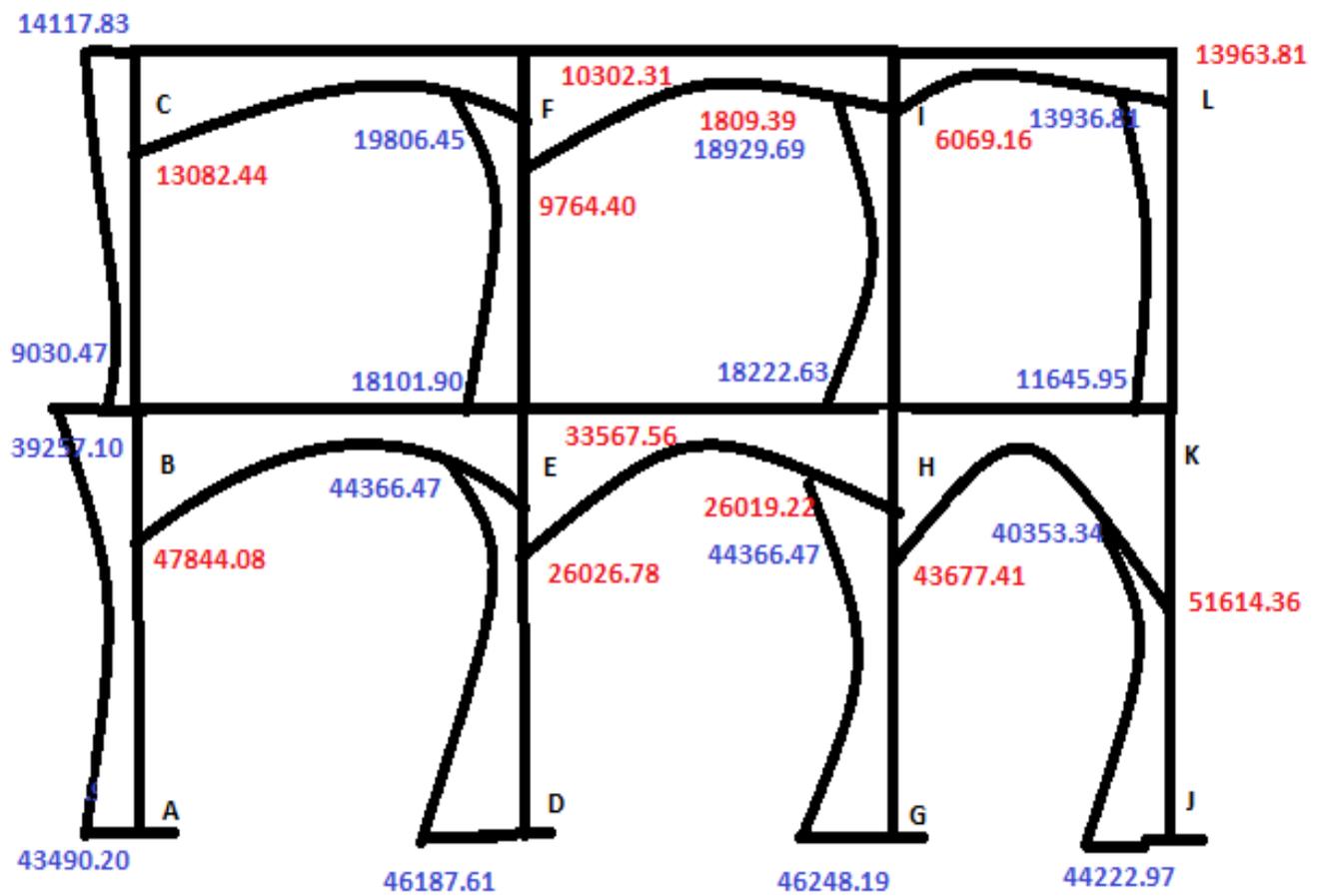


FIGURA 20. DIAGRAMA ENVOLVENTE DE CORTE EN SENTIDO Y EJE B.



FIGURA 21. DIAGRAMA ENVOLVENTE DE MOMENTO EN SENTIDO X EJE 1´.

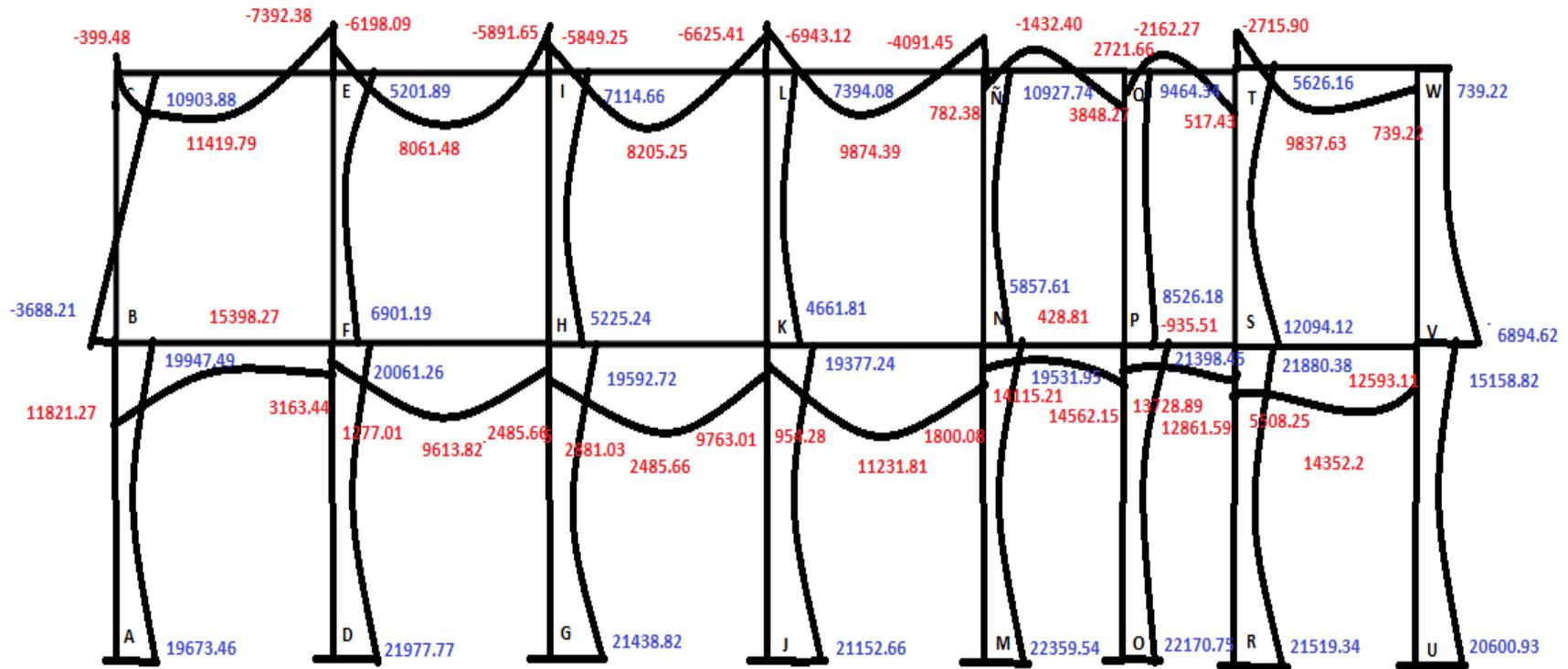
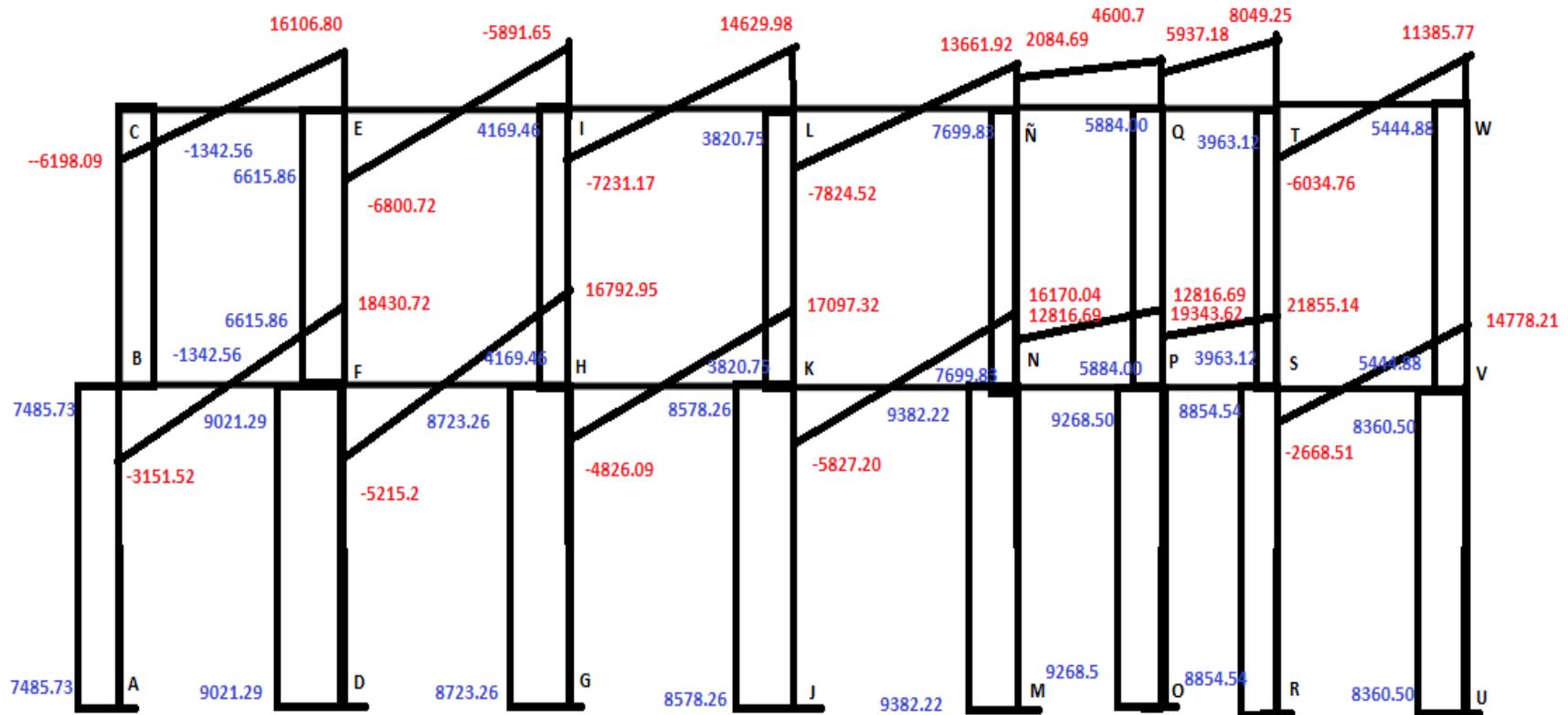


FIGURA 22. DIAGRAMA ENVOLVENTE DE CORTE EN SENTIDO X EJE 1'.



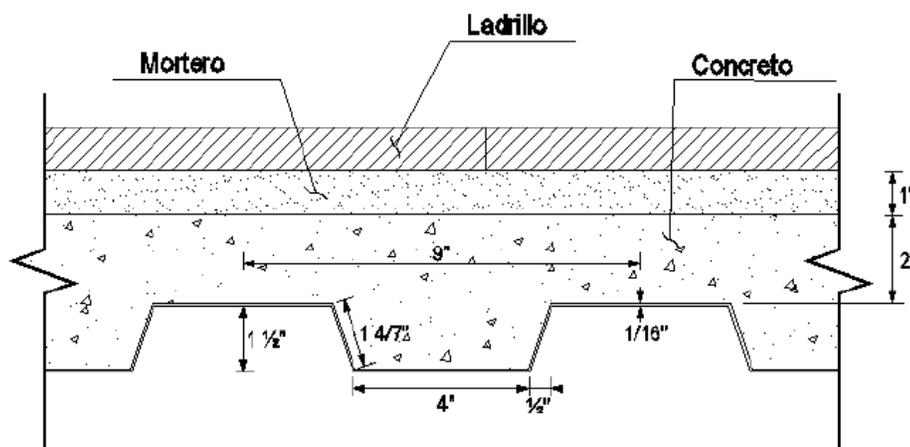
## 7.3 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

### 7.3.1 DISEÑO DE LOSA

#### 7.3.1 LOSA DE ENTREPISO O PRIMER NIVEL

##### Configuración Global

Se propone usar lámina troquelada 9A con un espesor de  $t = 1/16''$ , como se presenta en la siguiente figura:



**Fig.3 Detalle de losa de entrepiso.**

Datos de lámina 9A:

Espesor  $t = 1/16'' = 0.0016 \text{ m}$

Alto de cosilla  $h_r = 1 \frac{1}{2}'' = 0.0381 \text{ m}$

Ancho de costilla  $w_r = 4'' = 0.1016 \text{ m}$

Ancho de costilla mayor  $w_{r \text{ mayor}} = 5'' = 0.1270 \text{ m}$

Mitad de costilla  $w_r/2 = 2'' = 0.0508 \text{ m}$

Longitud diagonal  $= 1 \frac{4}{7}'' = 0.0402 \text{ m}$

Base de la diagonal =  $1/2'' = 0.0127$  m

Franja de estudio =  $9'' = 0.2286$  m

Losa de concreto y mortero.

Espesor del concreto:  $e_{\text{losa}} = 2'' = 0.0508$  m

Espesor del mortero:  $e_{\text{mortero}} = 1'' = 0.0254$  m

Carga aplicada.

a) Peso ladrillo cerámica:  $W_{\text{Lceramica}} = 30.00$  kg/m<sup>2</sup> (RNC-07 tabla 3 A)

b) Peso del mortero:  $\gamma_{\text{mortero}} = 2200$  kg/m<sup>3</sup> (RNC-07 tabla 5 A)

$$W_{\text{mortero}} = 2200 \times 0.0254 = 55.88 \text{ kg/m}^2$$

c) Peso del relleno de concreto:  $\gamma_{\text{concreto}} = 2400$  kg/m<sup>3</sup> (RNC-07 tabla 5 A)

Se ha dividido en dos zonas: una rectangular y una trapezoidal.

$$\text{Rectangular: } W_{\text{Rect}} = 2400 \times 0.0508 = 121.92 \text{ kg/ m}^2$$

$$\text{Trapezoidal: } A_{\text{Trape}} = \frac{(0.127 + 0.016)}{2} \times 0.0381 = 0.004355 \text{ m}^2$$

2

$$E_{\text{rell equiv.}} = 0.004355/0.2286 = 0.0191 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{trap}} = 2400 \times 0.0191 = 45.84 \text{ kg/ m}^2$$

$$W_{\text{rell conc}} = 121.92 + 45.84 = 167.76 \text{ kg/ m}^2$$

d) Peso de lámina troquelada:  $\gamma_{\text{acero}} = 7,850$  kg/m<sup>3</sup> (RNC-07, tablas 5A)

$$A_{\text{transv}} = (0.1016 + 2 \times 0.0508 + 2 \times 0.0402) \times 0.0016 = 0.000454 \text{ m}^2$$

$$e_{\text{equiv}} = 0.000454/0.2286 = 0.002 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{LTROQUE}} = 7,850 \times 0.002 = 15.70 \text{ kg/ m}^2$$

Carga Muerta:

Ladrillo Cerámica = 30 kg/ m<sup>2</sup>

Mortero = 55.88 kg/ m<sup>2</sup>

Repello de Concreto = 167.76 kg/ m<sup>2</sup>

Lamina Troquelada = 15.70 kg/ m<sup>2</sup>

$\Sigma$  C.M = 269.34 kg/ m<sup>2</sup>

Cargas vivas salones de clase

C.V = 250 kg/ m<sup>2</sup> (RNC-07 Art.10)

$W_{total} = C.M + C.V = 269.34 + 250 = 519.34$  kg/ m<sup>2</sup>

Para un ancho tributario  $s = l = 1$  m

$W_{total} = 519.34 \times 1 \text{ m} = 519.34$  kg/ m

Carga Viva (pasillos)

C.V = 500 kg/ m<sup>2</sup>(RNC-07 Art.10)

$W_{total} = C.M + C.V = 269.34 + 500 = 769.34$  kg/m<sup>2</sup>

Para un ancho tributario  $s = l = 1$  m

$769.34 \text{ kg/ m}^2 \times 1 \text{ m} = 769.34$  kg/ m

Propiedades geométricas de lámina troquelada 9A:

$A = 20$  cm<sup>2</sup>/m

$I_x = 47$  cm<sup>4</sup>/m

$S_x = 24.7$  cm<sup>4</sup>/m

Diseño por flexión.

a) Esfuerzo requerido.

La lámina se considera como una viga simplemente apoyada, así el momento está dado por:

$$M_x = \frac{W_{\text{total}} \times L^2}{8} = \frac{519.34 \text{ kg/m} \times (1 \text{ m})^2}{8} = M_{x(\text{salones de clases})} = 64.9175 \text{ kg-m}$$

$$\approx 6491.75 \text{ kg-cm}$$

$$M_x = \frac{W_{\text{total}} \times L^2}{8} = \frac{769.34 \text{ kg/m} \times (1 \text{ m})^2}{8} = M_{x(\text{pasillos})} = 96.1675 \text{ kg-m}$$

$$\approx 9616.75 \text{ kg-cm}$$

b) Esfuerzo cortante:

$$f_b = M_x / S_x = 6491.75 / 24.7 = 262.824 \text{ kg/cm}^2 \text{ (salones de clases)}$$

$$f_b = M_x / S_x = 9616.75 / 24.7 = 389.342 \text{ kg/cm}^2 \text{ (pasillos)}$$

c) Esfuerzo resistente por flexión:

$$F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2 \quad \varepsilon = 2,038,902 \text{ kg/m}^2$$

$$F_b = 0.9 \times F_y = 0.90 \times 2,530 = 2,277 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión  $f_b < F_b$

(Salones) La sección es satisfactoria  $262.824 < 2,277 \text{ kg/cm}^2$

(Pasillos) La sección es satisfactoria  $389.342 < 2,277 \text{ kg/cm}^2$

Revisión de la deflexión:

$$\Delta_{\max} = \frac{5 \times W_{\text{total}} \times L^2}{384 \times E \times I_x} = \frac{5(519.34/100)(1 \times 100)^4}{384 \times 2,038,902 \times 47}$$

$$\Delta_{\max} = 0.0705 \text{ cm (salones de clases)}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{5 \times W_{\text{total}} \times L^2}{384 \times E \times I_x} = \frac{5(769.34/100)(1 \times 100)^4}{384 \times 2,038,902 \times 47}$$

$$\Delta_{\max} = 0.1045 \text{ cm (pasillos)}$$

b) Deflexión permisible para C.M + C.V (RNC -07 Art.82)

$$\Delta_{\text{perm}} = L/240 = 1 \times 100/240 = 0.42 \text{ cm}$$

Revisión:  $\Delta_{\max} < \Delta_{\text{perm}}$

Para C.M + C.V la sección es satisfactoria.

Puesto que  $0.0705 \text{ cm} < 0.42 \text{ cm}$  (salones de clases) y

$$0.1045 \text{ cm} < 0.42 \text{ cm (pasillos)}$$

Diseño de refuerzo de losas de Concreto.

a) Acero Minimo:

El A.C.I 318-08, sec 7.12 Refuerzo por contracción y temperatura, ítems 7.12.2.1 especifica la cantidad de refuerzo mínimo, el área, el área gruesa de concreto.

Usando varilla G 40, el refuerzo mínimo por cada metro.

$$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm (ancho tributario)}$$

$$e_{\text{losa}} = h = 2'' = 5.08 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0020 \times b \times h = 0.0020 \times 100 \times 5.08 = 1.016 \text{ cm}^2$$

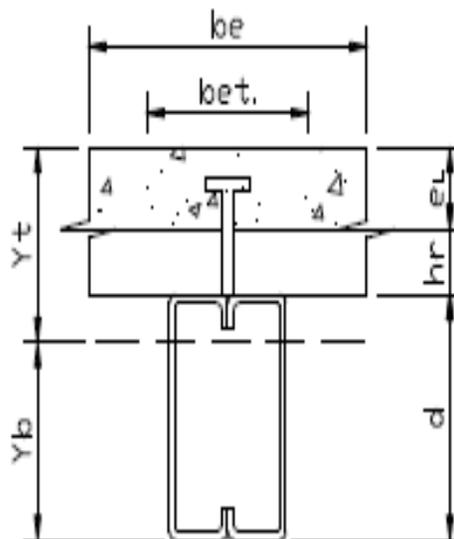
$$S = 3 \times h < 18'' \text{ (45.72cm)}$$

$$S = 3 \times 2'' = 6'' \text{ (15.24cm)} \quad 15.24\text{cm} < 45.72\text{cm} \text{ (cumple)}$$

Por tanto usar varilla lisa # 2 @ 15 cm en a/d.

Diseño de viguetas de entrepiso o primer nivel.

FIGURA 24. VIGUETA DE ENTREPISO.



Claro:  $L = 3.225$ ,  $l = 1.95$  (m)

Espaciamiento  $s = 1$  m

Ancho tributario = 1m

$F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  (3000 psi)

$F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$  (36,000 psi)

$E_c = 255,917 \text{ kg/cm}^2$  (3640 psi)

$E_s = 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  (29,000 ksi)

Relación Modular  $n = E_s / E_c = 7.97$

$H_r$  (alto de costilla) = 3.81 cm (1.51)

Cargas consideradas.

1. Cargas de construcción:

Losa (e = 5 cm) = 166 kg/ m<sup>2</sup> x 1 m = 166 kg/m

Viguetas = 15 kg/m

Lamina troquelada 15 x 1m = 15 kg/m

$\Sigma = 196$  kg/m

Carga viva de construcción = 100 kg/m<sup>2</sup> x 1 m = 100 kg/m

2. Cargas aplicadas después de fraguado:

Recubrimiento = 30 kg/m<sup>2</sup> 30 kg/m<sup>2</sup>

Cerámica = 30 kg/m<sup>2</sup> 30 kg/m<sup>2</sup>

Cielo = 10 kg/m<sup>2</sup> 10 kg/m<sup>2</sup>

Instalaciones = 20 kg/m<sup>2</sup> 20 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva = 250 kg/m<sup>2</sup> (salones) 500 kg/m<sup>2</sup> (pasillos)

$\Sigma = 340$  kg/m<sup>2</sup>  $\Sigma = 590$  kg/m<sup>2</sup>

Carga sobre viguetas = 340 kg/m<sup>2</sup> (salones)

Cargas sobre Viguetas = 590 kg/m<sup>2</sup> (pasillos)

Momentos por construcción (salones)

$M_c = (W_1 + C_{vc}) \times l^2 / 8 = (196 + 150) \times 3.225^2 / 8 = 384.823$  kg-m

Momentos por construcción (pasillos)

$$M_c = (W_1 + C_{vc}) \times l^2 / 8 = (196 + 100) \times 1.95^2 / 8 = 140.693 \text{ kg-m}$$

Momento máximo =  $M_m + M_v$

$$M_{\max} = W_1 \times l^2 / 8 + W_2 \times l^2 / 8 = 196 \times 3.225^2 / 8 + 340 \times 3.225^2 / 8$$

$$M_{\max(\text{salones})} = 696.842 \text{ kg-m}$$

$$M_{\max} = W_1 \times l^2 / 8 + W_2 \times l^2 / 8 = 196 \times 1.95^2 / 8 + 340 \times 1.95^2 / 8$$

$$M_{\max(\text{pasillos})} = 373.596 \text{ kg-m}$$

Fuerza cortante Máxima:

$$F_{C_{\max}} = (l/2)(W_1 + W_2) = (3.225/2)(196+340)$$

$$F_{C_{\max}(\text{salones})} = 864.30 \text{ kg}$$

$$F_{C_{\max}} = (l/2)(W_1 + W_2) = (1.95/2)(196+590)$$

$$F_{C_{\max}(\text{pasillos})} = 766.35 \text{ kg}$$

Ancho efectivo de losa.

$$\text{Salones } b_e = 2(1/8 \times l) = 2(1/8 \times 3.225) = 0.80 \text{ m}$$

$$\text{Pasillos } b_e = 2(1/8 \times l) = 2(1/8 \times 1.95) = 0.49 \text{ m}$$

$$b_e = 2(s/2) = 2(1/2) = 1 \text{ m}$$

Módulo de sección requerido ( $S_x$ )

$$\text{Para } M_{\max} = (M_{\max} \times 100) / 0.66 \times f_y$$

$$M_{\max(\text{salones})} = 696.842 \times 100 / 0.66 \times 2530 = 41.7321 \text{ cm}^4$$

$$M_{\max(\text{pasillos})} = 373.59 \times 100 / 0.66 \times 2530 = 22.3737 \text{ cm}^4$$

Suponiendo soporte lateral en el patín de compresión ( $f_b = 0.66 f_y$ )

$$S_a \text{ para } M_c = M_c \times 100 / 0.66 f_y = 384.823 \times 100 / 0.66 \times 2530 = 23.047 \text{ cm}^4$$

$$S_e \text{ para } M_c = M_c \times 100 / 0.66 f_y = 140.693 \times 100 / 0.66 \times 2530 = 8.426 \text{ cm}^4$$

$$\text{Ensayar una caja de } 1'' \times 4'' \times 1/8'' \text{ (d=10.16 cm, } I_q = 215.608 \text{ cm}^4, S_a = 42.442 \text{ cm}^3$$

$$A = 13.42 \text{ cm}^2$$

Propiedades de la sección transformada de Acero.

$$\text{Para los salones: } b_{et} = b_e / n = 75 / 7.97 = 9.41 \text{ cm}$$

$$\text{Pasillos: } b_{et} = b_e / n = 45 / 7.97 = 5.65 \text{ cm}$$

Centroide de la sección transformada.

Para los salones

$$\bar{Y}_b = \frac{(b_e \times e_l) (e_l/2 + h_r + d) + A_s \times d/2}{(b_{et} \times e_l) + A_s}$$

$$\bar{Y}_b = \frac{(9.41 \times 5.08) (2.54 + 3.81 + 10.16) + 13.42 \times 5.08}{(9.41 \times 5.08) + 13.42} = 16.60 \text{ cm}$$

$$Y_t = d + h_r + e_l - \bar{Y}_b = 10.16 + 3.81 + 5.08 - 16.60 = 2.45 \text{ cm}$$

Para los pasillos

$$\bar{Y}_b = \frac{(b_e \times e_l) (e_l/2 + h_r + d) + A_s \times d/2}{(b_{et} \times e_l) + A_s}$$

$$\bar{Y}_b = \frac{(5.65 \times 5.08) (2.54 + 3.81 + 10.16) + 13.42 \times 5.08}{(5.65 \times 5.08) + 13.42} = 12.87 \text{ cm}$$

$$Y_t = d + h_r + e_l - \bar{Y}_b = 10.16 + 3.81 + 5.08 - 12.87 = 6.18 \text{ cm}$$

Datos de Metasa por sección. 4"x4"x1/8"

$$A_{con} = 60.57 \text{ cm}^2$$

$$I_{con} = 130.26 \text{ cm}^4$$

$$I_{acero} = 215.61 \text{ cm}^4$$

$$S_a = 42.44 \text{ cm}^3$$

$$A_{Ima \text{ del acero}} = 6.45 \text{ cm}^2$$

Momento de Inercia de sección transformada.

$$I_t = I_{con} + A_{con}(e/2 + d + h_r - Y_b)^2 + I_a + A_s (d/2 - Y_b)^2$$

Para salones

$$I_t = 130.26 + 60.57 (2.54 + 3.81 + 10.16 - 10.16)^2 + 215.61 + 13.42 (5.08 - 16.60)^2$$

$$I_t = 2,127.33 \text{ cm}^4$$

Para pasillos

$$I_t = 130.26 + 60.57 (2.54 + 3.81 + 10.16 - 12.87)^2 + 215.61 + 13.42 (5.08 - 12.87)^2$$

$$I_t = 1,962.78 \text{ cm}^4$$

Esfuerzo en los materiales.

En el acero antes del que el concreto fragüe.

$$\text{Para los salones } f_c = M_c / S_a = 384.823 \times 100 / 42.44 = 906.746 \text{ Kg/cm}^2 < 0.66 f_y = 1669.8 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Ok}$$

Después que el concreto fragüe:

En el acero

$$\text{Salones } f_s = M_{max} \times Y_b / I_t = 696.842 \times 100 \times 16.60 / 2,127.33$$

$$543.76 \text{ Kg/cm}^2 < 0.9 f_y = 2,277 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Ok}$$

$$\text{Pasillos } f_s = M_{\max} \times Y_b / I_t = 373.596 \times 100 \times 12.87 / 1,962.78$$

$$244.97 \text{ Kg/cm}^2 < 0.9 f_y = 2,277 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Ok}$$

En el concreto

$$\text{Salones } f_c = M_{\max} \times Y_t / n \times I_t = 696.842 \times 100 \times 2.45 / 7.97 \times 2,127.33$$

$$10.07 \text{ Kg/cm}^2 < 0.45 f'_c = 94.54 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Ok}$$

$$F_v = f'_c / A_{\text{acero}} = 864.30 / 6.45 = 134 \text{ Kg/cm}^2 < 0.42 f_y = 1012 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Ok}$$

$$\text{Pasillos } f_c = M_{\max} \times Y_t / n \times I_t = 373.596 \times 100 \times 6.18 / 7.97 \times 1,962.78$$

$$14.76 \text{ Kg/cm}^2 < 0.45 f'_c = 94.54 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Ok}$$

$$F_v = f'_c / A_{\text{acero}} = 766.35 / 6.45 = 118.81 \text{ Kg/cm}^2 < 0.42 f_y = 1012 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Ok}$$

Control de deflexiones

Antes de que el concreto fragüe.

$$\Delta C_m = 5w l^4 / 384 E I_x$$

Salones

$$\Delta C_m = 5(340/100)(3.225 \times 100)^4 / 384(2.039 \times 10^6)(215.61) = 1.09 \text{ cm}$$

Pasillos

$$\Delta C_m = 5(590/100)(1.95 \times 100)^4 / 384(2.039 \times 10^6)(215.61) = 0.25 \text{ cm}$$

Después de que el concreto fragüe

Salones

$$\Delta C_m = 5w l^4 / 384 E I_t$$

$$\Delta C_m = 5(340/100)(3.225 \times 100)^4 / 384(2.039 \times 10^6)(2127.33) = 0.11 \text{ cm}$$

$$\Delta C_m = 0.11 \text{ cm} < L/360 = 322.5/360 = 0.90 \text{ cm}$$

Pasillos

$$\Delta C_m = 5(590/100)(1.95 \times 100)^4/384(2.039 \times 10^6)(1962.78) = 0.33 \text{ cm}$$

$$\Delta C_m = 0.11 \text{ cm} < L/360 = 195/360 = 0.54 \text{ cm Ok}$$

Conectores de Cortante.

$$A_c = (b_e \times 100/2.54)(e_l \times 100/2.54)$$

Salones y pasillos.

$$Y_h = 0.85 f'_c A_c/2 = 0.85(3)(37.43)/2 = 47.72 \text{ klb}$$

$$Y_h = A_a f_y/2 = (2.08 \text{ pul}^2)(36) / 2 = 37.44 \text{ klb}$$

Para un conector de  $\phi 3/4" \times 3" = 11.5 \text{ klb/conector}$  según AISC

$$\text{Factor de reducción} = (0.85/(N_r)^{1/2})(W_r/h_r)((h_s/h_r) - 1) \leq 1$$

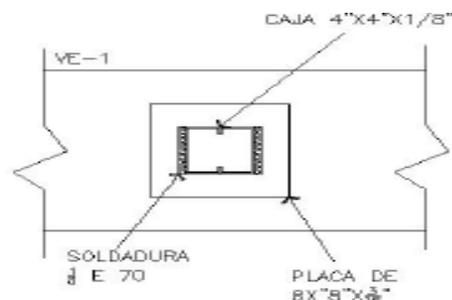
$W_r = 4"$  (ancho de costilla);  $N_r = 1$  (conector por ceja)

$H_s = 3"$  factor de reducción  $2.26 > 1$  usar conector requeridos  $= 37.44/11.5 = 3.26 \approx 3"$

$S_{\max} = 8 e_L = 8 \times 2 = 16"$  (40.64 cm) usar conectores a @ 40 cm

Diseño de soldadura y anclajes.

FIGURA 25 DETALLE DE SOLDADURA DE VIGUETAS.



Diseño de soldadura de filete de 1" de 1/8 e70

Diseño de soldadura y anclaje.

$$e = 0.123 \text{ in} = 1/8''$$

$$\text{Garganta efectiva} = 0.707 \times e = 0.086961 \text{ in}$$

Capacidad de resistencia de Diseño para soldadura de 1"

$$\phi = 0.75 \text{ fw} = 70 \text{ Klb}$$

$F_n$  = Resistencia Nominal de la soldadura e 70

$$\text{Capacidad} = \phi \times F_w$$

Capacidad = ( $\phi$ )(resistencia nominal de la soldadura x 0.6)(garganta efectiva)(Long. Soldadura)

$$\text{Capacidad} = (0.75)(70 \times 0.6)(0.68837)(1) = 2.73 \text{ klb/in}$$

Capacidad soldadura para caja de 4"x4"x1/8"

$$\text{Capacidad} = (0.75)(70 \times 0.6)(0.08837)(3) = 22.269 \text{ klb/in}$$

La soldadura de filete no deben ser mayor que el esfuerzo de Diseño de los miembros adyacentes a la conexión por tal razón la placa de fijación debe ser de 8"x8"x 3/16"

Varilla de Anclaje de sección extremos

Para No.9

$$T = 0.9 \times F_y \times A_s$$

$$M = \phi \times F_y \times S_a$$

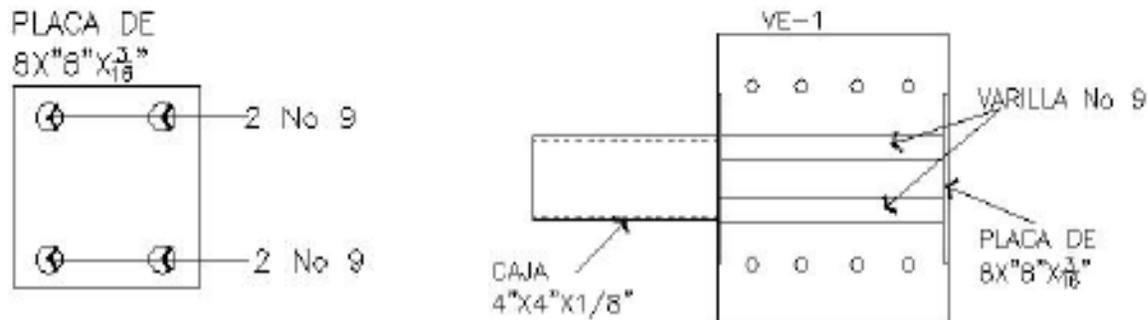
$$T = 0.9 \times 40 \times 1$$

$$M = 0.66 \times 36 \times 2.59$$

$$T = 36 \text{ kips}$$

$$M = 61.53 \text{ kips}$$

FIGURA 26 DETALLE DE ANCLAJES.



No de varillas  $61.53/36 = 1.70 = 2$  varillas.

Para resistir el momento en cualquier dirección se coloca 2 en la parte superior y 2 en la parte inferior de la platina.

### 7.3.2 DISEÑO DE LOSA DEL SEGUNDO NIVEL.

Cargas aplicadas.

Losa del Nivel 2.

Mortero = 55.88 kg/ m<sup>2</sup>

Repello de Concreto = 167.76 kg/ m<sup>2</sup>

Lamina Troquelada = 15.70 kg/ m<sup>2</sup>     $\Sigma$  C.M = 239.34 kg/ m<sup>2</sup>

Carga Viva(Techo de Losa) C.V = 100 kg/ m<sup>2</sup>(RNC-07 art. 35)

$W_{total} = C.M + C.V = 239.34 + 100 = 339.34$  kg/ m<sup>2</sup>

Diseño por Flexión.

Esfuerzo requerido: La lamina se considera como una viga simplemente apoyada, así el momento está dado por:

$M_{max} = W_{total} \times L^2 / 8 = 339.34 \times 1^2 / 8 = 42.4175$  kg/m = 4241.75 kg/cm

Esfuerzo Actuante

$$f_b = M_x / S_x = 4241.75 / 24.7 = 171.73 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo resistente por flexión.

$$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2 \quad e = 2038.902 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.9 \times f_y = 0.9 \times 2530 = 2277 \text{ Kg/cm}^2$$

Revisar  $F_b < f_b$

La sección es satisfactoria  $171.731 \text{ Kg/cm}^2 < 2277 \text{ Kg/cm}^2$

Revisión de la deflexión.

Deflexión Actuante.

$$\Delta_{\text{Max}} = \frac{5 \times W_{\text{total}} \times l^2}{384 \times e \times I_x} = \frac{5(339.34/100)(1 \times 100)^2}{384 \times 2038.902 \times 47} = 0.0046 \text{ cm}$$

Deflexión Permisible para C.M + C.V (RNC-07, Art.82)

$$\Delta_{\text{Max}} = L/240 = 1 \times 100 / 240 = 0.42 \text{ cm}$$

Revisión:  $\Delta_{\text{Max}} < \Delta_{\text{Perm}}$

Para (C.M + C.V) la sección es satisfactoria  $0.0046 \text{ cm} < 0.42 \text{ cm}$

Diseño del refuerzo de la losa de concreto es el mismo que la del primer nivel.

Diseño de Viguetas.

Vigueta de segundo nivel.

Claro:  $L = 3.225 \text{ m}$

Cargas consideradas

Cargas aplicadas después del fraguado.

Revestimiento	30 Kg/m <sup>2</sup>
Cielo Falso	10 Kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	20 Kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva	100Kg/m <sup>2</sup> (Techo de Losa)

$$\Sigma = 160 \text{ Kg/m}^2$$

Carga sobre Viguetas  $160 \text{ Kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 160 \text{ Kg/m}$

Momentos por construcción.

$$M_c = \frac{(W_1 + C.V) \times L^2}{8} = \frac{(196 + 100) \times 3.225^2}{8} = 384.823 \text{ Kg/m}$$

Momentos Máximo =  $M_m + M_v$

$$M_{\max} = \frac{W_1 \times L^2}{8} + \frac{W_2 \times L^2}{8} = \frac{196 \times 3.225^2}{8} + \frac{160 \times 3.225^2}{8}$$

$$M_{\max} = 276.12 \text{ Kg-m}$$

Fuerza Cortante Máxima.

$$F_{C_{\max}} = (L/2)(W_1 + W_2) = (3.225/2) \times (196 + 160) = 574.05 \text{ Kg}$$

Ancho efectivo de losa.

$$b_e = 2(1/8 \times L) = 2(1/8 \times 3.225) = 0.80 \text{ m}$$

$$b_e = 2(S/2) = 2(1/2) = 1 \text{ m}$$

Módulo de sección requerido ( $S_x$ )

$$S_{tr} = \text{para } M_{\max} = \frac{M_{\max} \times 100}{0.66 F_y} = \frac{276.12 \times 100}{0.66 \times 2530} = 23.045$$

Ensayar una caja 4" x 4" x 1/8" ( $\phi = 10.16 \text{ cm}$ ,  $L =$ ,  $S_a = 42.442 \text{ cm}^3$ ,  $A = 13.42 \text{ cm}^2$ )

Propiedades de la sección transformada de Acero

$$b_{et} = b_e/n = 80/7.97 = 10.08 \text{ cm}$$

Centroide de la sección transformada

$$\bar{y}_b = \frac{(b_e \times e_l)(e_l/2 + b_r + d) + A_s \times d/2}{(b_{et} \times e_l) + A_s}$$

$$\bar{y}_b = \frac{(10.08 \times 5.08)(2.5 + 3.81 + 10.16) + 13.42 \times 10.16/2}{(10.08 \times 5.08) + 13.42} = 14.37 \text{ cm}$$

$$Y_t = d + h_r + e_1 - \bar{y}_b = 10.16 + 3.81 + 5.08 - 14.137 = 4.913 \text{ cm}$$

Datos de Metasa para sección.

4"x4"x1/8"

Momento de Inercia de sección transformada  $I_t$

$$I_t = I_{con} + A_{con} (e_l/2 + h_r + d - \bar{y}_b)^2 + I_a + A_a (d/2 - \bar{y}_b)^2$$

$$I_t = 130.26 + 60.57(2.54 + 3.81 + 10.16 - 14.37)^2 + 215.61 + 13.42(5.08 - 14.137)^2 = 1787.78 \text{ cm}^4$$

Esfuerzos en los materiales.

En el Acero antes del que el concreto fragüe.

$$F_s = M_c / S_a = (384.823 \times 100) / 42.44 = 906.746 \text{ Kg/cm}^2 < 0.66 F_y = 1669.8 \text{ Ok}$$

Después de que el concreto fragüe.

$$F_s = (M_{max} \times \bar{y}_b) / I_t = (276.12 \times 100 \times 14.137) / 1787.78 = 218.34 \text{ Kg/cm}^2 < 0.9 F_y = 2277 \text{ Ok}$$

En el concreto

$$F_c = (M_{\max} \times y_t) / n \times I_t = (276.12 \times 100 \times 4.913) / 7.97 \times 1787.78 = 9.58 \text{ Kg/cm}^2 < 0.45 F_c = 94.5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Ok}$$

$$F_v = F_c / A_{\text{acero}} = 574.05 / 6.45 = 89 \text{ Kg/cm}^2 < 0.4 F_y = 1012 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Ok}$$

Control de deflexiones.

Antes de que el concreto fragüe.

$$\Delta C_m = 5 W L^2 / 384 E I_x$$

$$\Delta C_m = 5 (160/100) (322.5 \times 100)^2 / 384 (2.039 \times 10^6) (\dots) = 0.51 \text{ cm}$$

Después de que el concreto fragüe.

$$\Delta C_m = 5 W L^2 / 384 E I_t$$

$$\Delta C_m = 5 (160/100) (322.5)^4 / 384 (2.039 \times 10^6) (1787.75) = 0.0618 \text{ cm Ok}$$

Conectores de cortante.

$$A_c = (b_e \times 100 / 2.54) \times (e_l \times 100 / 2.54)$$

$$V_h = 0.85(3)(62.99) / 2 = 80.31 \text{ Klb}$$

$$V_h = A_a F_y / 2$$

$$V_h = (2.08 \text{ plg})^2 (36) / 2 = 37.44 \text{ Klb}$$

Para un conector  $d = \phi = 3/4" \times 3"$ :  $q = 11.5 \text{ klb}$

Factor de (AISC)

$$\text{Factor de reducción} = (0.85 / N_p^{1/2}) (W_r / h_r) (H_s / h_r) - 1 = 1$$

$$V_{u_r} = 4" \text{ (ancho de costilla)}; U_r = 1 \text{ (conector de costillas)}; H_s = 3"$$

$$\text{Factor de reducción} = 2.26 > 1, \text{ usar 1 conector requeridos} = 37.44 / 11.5 = 3.256$$

$$S_{\max} = 8 \times e_l = 8 \times 2 = 16" \text{ (40.64 cm) usar conectores @ 40 cm.}$$

### 7.3.2 DISEÑO DE VIGAS.

#### 7.3.2.1 DISEÑO DE LAS VIGAS EN EL SENTIDO Y

$$b = 40 \text{ cm} \quad h = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Rec} = 4 \text{ cm} \quad \beta_1 = 0.85 \text{ cm}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 46 \text{ cm} \quad b/d = 40/46 = 0.87$$

Las cuantías mínima, balanceada y máxima de acero que rigen el armado en la viga, respectivamente son:

$$\rho_{\min} = 14.1/f_y, \quad \rho_b = 0.85\beta_1 \left( \frac{6090f'_c}{f_y(6090+f_y)} \right), \quad \rho_{\max} = 0.5\rho,$$

Por lo tanto se tiene que:

$$\rho_{\min} = 14.1/4200 = 0.00336$$

$$\rho_{\max} = 0.5\rho = 0.5 \times 0.0286 = 0.0143$$

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \times \left( \frac{6090 \times 280}{4200(6090 + 4200)} \right) = 0.0285$$

Los límites, máximo y mínimo, de acero son:

$$A_{s \min} = \rho_{\min} \times b \times d = (0.00336)(40)(46) = 6.624 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = \rho_{\max} \times b \times d = (0.0143)(40)(46) = 26.316 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del área de acero de la viga crítica, se toman los momentos envolventes de mayor magnitud, tanto positivo y negativo mostrados en los graficas 24 en el sentido Y, respectivamente, por lo tanto, se tiene que:

**Momentos en viga, planta superior, sentido Y.**

$$M_{(+)} = 13,963.80 \text{ Kg/m}$$

$$M_{(-)} = 14,401.40 \text{ Kg/m}$$

Para el cálculo del área de acero se utiliza la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{0.85f'c}{f_y} \left( bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u \times b}{0.003825f'c}} \right)$$

Por lo tanto, el área de acero para el momento positivo, negativo y de inversión, respectivamente es:

$$A_{sLI(+)} = \frac{0.85 \times 280}{4200} \times \left( 40 \times 46 - \sqrt{(40 \times 46)^2 - \frac{13,963.80 \times 40}{0.003825 \times 280}} \right) = 8.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{sLI(-)} = \frac{0.85 \times 280}{4200} \times \left( 40 \times 46 - \sqrt{(40 \times 46)^2 - \frac{14,401.40 \times 40}{0.003825 \times 280}} \right) = 8.58 \text{ cm}^2$$

Para el área de acero de la cama superficial, se tomará el mayor valor entre:

$$A_{s \text{ min}} = 6.624 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cs}} = 6.624 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sLI(-)}}{3} = \frac{8.58}{3} = 2.86 \text{ cm}^2$$

Se proponen 2 varillas corridas No. 7, donde  $A_s = 6.824$  centímetros cuadrados.

$$A_{sf} = 8.58 - 6.624 = 1.96 \text{ cm}^2$$

El resultado anterior indica que se necesitan bastones.

Se proponen 1 varillas de refuerzo No. 5 en los nodos como se estable el código ACI 50d, donde  $A_s = 1.98$  centímetros cuadrados.

Para el área de acero para la cama inferior, se tomara el mayor valor entre:

$$A_{s \text{ min}} = 6.624 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ ci}} = 6.624 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s \text{ LI (+)}}}{2} = \frac{8.31}{2} = 4.16 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s \text{ LI (-)}}}{2} = \frac{8.58}{2} = 4.29 \text{ cm}^2$$

Se proponen 2 varillas corridas No. 7, donde  $A_s = 6.824$  centímetros cuadrados.

$$A_{sf} = 8.31 - 6.624 = 1.687 \text{ cm}^2$$

El resultado anterior indica que se necesitan bastones.

Se proponen 1 varillas de refuerzo No. 5 en los nodos como se estable el código ACI 50d, donde  $A_s = 1.98$  centímetros cuadrados.

### Diseño a corte

El cortante ultimo obtenido de la envolvente de corte, según la figura 26 es:

$$V_u = 12,235.61 \text{ kg.}$$

El cortante que resiste el concreto es:

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

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 40 \times 46 = 13,070.50 \text{ kg}$$

El corte que resiste el concreto es mayor al actuante, teóricamente, no se necesita acero de refuerzo a corte, sin embargo, se colocarán estribos, según especificaciones del ACI 318-99, 21.3.3.2 como sigue:

El primer estribo a partir de la sección crítica, no deberá tener un espaciamiento mayor a 5 centímetros.

El espaciamiento del armado en confinamiento será el menor valor obtenido de:

$$d/4 = 46/4 = 11.50 \text{ cm}$$

$$8\phi_{bl} = 8(7/8 \times 2.54) = 17.78 \text{ cm}$$

$$24\phi_{Est} = 24(3/8 \times 2.54) = 22.86 \text{ cm}$$

$$300\text{mm} = 30\text{cm}$$

$$S_{conf} = 10 \text{ cm}$$

La longitud de confinamiento será  $2d = 2(46) = 92 \approx 95 \text{ cm}$

El espaciamiento en la zona no confinada de la viga será:

$$d/2 = 46/2 = 23 \text{ cm}$$

En conclusión, se colocarán 10 estribos No. 3 a cada 0.10 metros en los extremos de la viga, en el centro se colocarán estribos No. 3 a cada 0.20 metros, el primer estribo colocado a partir de la sección crítica tendrá un espaciamiento de 0.05 metros.

Para una integridad estructural, según el ACI 318-99 secciones 7.13.1 y 7.10.5.3, se colocaron 2 varillas corridas No. 5 amarradas a los estribos y unidas por un eslabón.

La figura 36, muestra un detalle del armado de la viga en zona no confinada y confinada.

El detalle del armado final de las vigas, sus puntos de confinamiento, secciones transversales y longitudinales, así como el detalle de entronque entre vigas y columnas, se detallan en los planos constructivos.

### **Momentos en viga, planta inferior, sentido Y.**

$$M_{(+)} = 51,614.36 \text{ Kg/m}$$

$$M_{(-)} = 52,171.04 \text{ Kg/m}$$

Utilizando las mismas expresiones que la viga anterior y variando únicamente a  $b = 60 \text{ m}$ ,  $h = 80$  se tiene que:

Los límites, máximo y mínimo, de acero son:

$$As_{\min} = \rho_{\min} \times b \times d = (0.00336)(60)(76) = 15.32 \text{ cm}^2$$

$$As_{\max} = \rho_{\max} \times b \times d = (0.0143)(60)(76) = 65.21 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el área de acero para el momento positivo, negativo y de inversión, respectivamente es:

$$As_{LI(+)} = \frac{0.85 \times 280}{4200} \times \left( 60 \times 76 - \sqrt{(60 \times 76)^2 - \frac{51,614.36 \times 60}{0.003825 \times 280}} \right) = 18.51 \text{ cm}^2$$

$$As_{LI(-)} = \frac{0.85 \times 280}{4200} \times \left( 60 \times 76 - \sqrt{(60 \times 76)^2 - \frac{52,171.04 \times 60}{0.003825 \times 280}} \right) = 18.72 \text{ cm}^2$$

Para el área de acero de la cama superficial, se tomará el mayor valor entre:

$$As_{\min} = 15.32 \text{ cm}^2$$

$$As_{cs} = 15.32 \text{ cm}^2$$

$$\frac{As_{LI(-)}}{3} = \frac{18.72}{3} = 6.24 \text{ cm}^2$$

Se proponen 4 varillas corridas No. 7, donde  $As = 15.52$  centímetros cuadrados.

$$As_f = 18.72 - 15.32 = 3.40 \text{ cm}^2$$

El resultado anterior indica que se necesitan bastones.

Se proponen 3 varillas de refuerzo No. 4 en los nodos como se estable el código ACI 50d, donde  $As = 3.80$  centímetros cuadrados.

Para el área de acero para la cama inferior, se tomara el mayor valor entre:

$$As_{min} = 15.32 \text{ cm}^2$$

$$As_{ci} = 15.32 \text{ cm}^2$$

$$\frac{As_{LI (+)}}{2} = \frac{18.51}{2} = 9.26 \text{ cm}^2$$

$$\frac{As_{LI (-)}}{2} = \frac{18.72}{2} = 9.36 \text{ cm}^2$$

Se proponen 4 varillas corridas No. 7, donde  $As = 15.52$  centímetros cuadrados.

$$As_f = 18.51 - 15.32 = 3.19 \text{ cm}^2$$

El resultado anterior indica que se necesitan bastones.

Se proponen 3 varillas de refuerzo No. 4 en los nodos como se estable el código ACI 50d, donde  $As = 3.80$  centímetros cuadrados.

### Diseño a corte

El cortante ultimo obtenido de la envolvente de corte, según la figura 26 es:

$$V_u = 46,365.51 \text{ kg.}$$

El cortante que resiste el concreto es:

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

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 60 \times 76 = 34,374.70 \text{ kg}$$

El corte que resiste el concreto es mayor al actuante, teóricamente, no se necesita acero de refuerzo a corte, sin embargo, se colocarán estribos, según especificaciones del ACI 318-99, 21.3.3.2 como sigue:

El primer estribo a partir de la sección crítica, no deberá tener un espaciamiento mayor a 5 centímetros.

El espaciamiento del armado en confinamiento será el menor valor obtenido de:

$$d/4 = 76/4 = 19 \text{ cm}$$

$$8\phi_{bl} = 8(7/8 \times 2.54) = 17.78 \text{ cm}$$

$$24\phi_{Est} = 24(3/8 \times 2.54) = 22.86 \text{ cm}$$

$$300\text{mm} = 30\text{cm}$$

$$S_{conf} = 18 \text{ cm}$$

La longitud de confinamiento será  $2d = 2(76) = 152 \approx 155 \text{ cm}$

El espaciamiento en la zona no confinada de la viga será:

$$d/2 = 76/2 = 38 \text{ cm}$$

En conclusión, se colocarán 10 estribos No. 3 a cada 0.18 metros en los extremos de la viga, en el centro se colocarán estribos No. 3 a cada 0.35 metros, el primer estribo colocado a partir de la sección crítica tendrá un espaciamiento de 0.05 metros.

Para una integridad estructural, según el ACI 318-99 secciones 7.13.1 y 7.10.5.3, se colocaron 2 varillas corridas No. 5 amarradas a los estribos y unidas por un eslabón.

El detalle del armado final de las vigas, sus puntos de confinamiento, secciones transversales y longitudinales, así como el detalle de entronque entre vigas y columnas, se detallan en los planos constructivos.

### 7.3.2.2 DISEÑO DE LAS VIGAS EN EL SENTIDO X

$$b = 40 \text{ cm} \quad h = 50 \text{ cm}$$

$$Rec = 4 \text{ cm} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 46 \text{ cm} \quad b/d = 40/46 = 0.87$$

Las cuantías mínima, balanceada y máxima de acero que rigen el armado en la viga, respectivamente son:

$$\rho_{\min} = 14.1/f_y, \quad \rho_b = 0.85\beta_1 \left( \frac{6090f'_c}{f_y(6090+f_y)} \right), \quad \rho_{\max} = 0.5\rho,$$

Por lo tanto se tiene que:

$$\rho_{\min} = 14.1/4200 = 0.00336$$

$$\rho_{\max} = 0.5\rho = 0.5 \times 0.0286 = 0.0143$$

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \times \left( \frac{6090 \times 280}{4200(6090 + 4200)} \right) = 0.0285$$

Los límites, máximo y mínimo, de acero son:

$$A_{s \min} = \rho_{\min} \times b \times d = (0.00336)(40)(46) = 6.624 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = \rho_{\max} \times b \times d = (0.0143)(40)(46) = 26.316 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del área de acero de la viga crítica, se toman los momentos envolventes de mayor magnitud, tanto positivo y negativo mostrado en los **graficas 29** en el sentido **X**, respectivamente, por lo tanto, se tiene que:

#### **Momentos en viga, planta superior, sentido X.**

$$M_{(+)} = 11,419.73 \text{ Kg/m}$$

$$M_{(-)} = 19,625.73 \text{ Kg/m}$$

Para el cálculo del área de acero se utiliza la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left( bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu \times b}{0.003825f'_c}} \right)$$

Por lo tanto, el área de acero para el momento positivo, negativo y de inversión, respectivamente es:

$$As_{LI(+)} = \frac{0.85 \times 280}{4200} X \left( 40 \times 46 - \sqrt{(40 \times 46)^2 - \frac{11,419.73 \times 40}{0.003825 \times 280}} \right) = 6.74 \text{ cm}^2$$

$$As_{LI(-)} = \frac{0.85 \times 280}{4200} X \left( 40 \times 46 - \sqrt{(40 \times 46)^2 - \frac{19,625.73 \times 40}{0.003825 \times 280}} \right) = 11.89 \text{ cm}^2$$

Para el área de acero de la cama superficial, se tomará el mayor valor entre:

$$As_{\min} = 6.62 \text{ cm}^2$$

$$As_{cs} = 6.62 \text{ cm}^2$$

$$\frac{As_{LI(-)}}{3} = \frac{11.89}{3} = 3.96 \text{ cm}^2$$

Se proponen 2 varillas corridas No. 7, donde  $As = 6.824$  centímetros cuadrados.

$$As_f = 11.89 - 6.824 = 5.07 \text{ cm}^2$$

El resultado anterior indica que se necesitan bastones.

Se proponen 1 varillas de refuerzo No. 8 en los nodos como se estable el código ACI 50d, donde  $As = 5.07$  centímetros cuadrados.

Para el área de acero para la cama inferior, se tomara el mayor valor entre:

$$As_{\min} = 6.624 \text{ cm}^2$$

$$As_{ci} = 6.624 \text{ cm}^2$$

$$\frac{As_{LI(+)}}{2} = \frac{6.74}{2} = 3.37 \text{ cm}^2$$

$$\frac{As_{LI(-)}}{2} = \frac{11.89}{2} = 5.95 \text{ cm}^2$$

Se proponen 2 varillas corridas No. 7, donde  $As = 6.824$  centímetros cuadrados.

$$As_f = 6.74 - 6.824 = -0.08 \text{ cm}^2$$

El resultado anterior indica que no se necesitan bastones.

## Diseño a corte

El cortante ultimo obtenido de la envolvente de corte, según la figura 26 es:

$$V_u = 16,016.80 \text{ kg.}$$

El cortante que resiste el concreto es:

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

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 40 \times 46 = 13,070.50 \text{ kg}$$

El corte que resiste el concreto es mayor al actuante, teóricamente, no se necesita acero de refuerzo a corte, sin embargo, se colocarán estribos, según especificaciones del ACI 318-99, 21.3.3.2 como sigue:

El primer estribo a partir de la sección crítica, no deberá tener un espaciamiento mayor a 5 centímetros.

El espaciamiento del armado en confinamiento será el menor valor obtenido de:

$$d/4 = 46/4 = 11.50 \text{ cm}$$

$$8\phi_{bl} = 8(7/8 \times 2.54) = 17.78 \text{ cm}$$

$$24\phi_{Est} = 24(3/8 \times 2.54) = 22.86 \text{ cm}$$

$$300\text{mm} = 30\text{cm}$$

$$S_{conf} = 10 \text{ cm}$$

La longitud de confinamiento será  $2d = 2(46) = 92 \approx 95 \text{ cm}$

El espaciamiento en la zona no confinada de la viga será:

$$d/2 = 46/2 = 23 \text{ cm}$$

En conclusión, se colocarán 10 estribos No. 3 a cada 0.10 metros en los extremos de la viga, en el centro se colocarán estribos No. 3 a cada 0.20 metros, el primer estribo colocado a partir de la sección crítica tendrá un espaciamiento de 0.05 metros.

Para una integridad estructural, según el ACI 318-99 secciones 7.13.1 y 7.10.5.3, se colocaron 2 varillas corridas No. 5 amarradas a los estribos y unidas por un eslabón.

La figura 36, muestra un detalle del armado de la viga en zona no confinada y confinada.

El detalle del armado final de las vigas, sus puntos de confinamiento, secciones transversales y longitudinales, así como el detalle de entronque entre vigas y columnas, se detallan en los planos constructivos.

### **Momentos en viga, planta inferior, sentido X.**

$$M_{(+)} = 15,398.27 \text{ Kg/m}$$

$$M_{(-)} = 31,128.22 \text{ Kg/m}$$

Utilizando las mismas expresiones que la viga anterior y variando únicamente a  $b = 60 \text{ m}$ ,  $h = 70$  se tiene que:

Los limites, máximo y mínimo, de acero son:

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{mín}} \times b \times d = (0.00336)(60)(66) = 13.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = \rho_{\text{máx}} \times b \times d = (0.0143)(60)(66) = 55.63 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el área de acero para el momento positivo, negativo y de inversión, respectivamente es:

$$A_{sLI(+)} = \frac{0.85 \times 280}{4200} \times \left( 60 \times 66 - \sqrt{(60 \times 66)^2 - \frac{15,398.27 \times 60}{0.003825 \times 280}} \right) = 6.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{sLI(-)} = \frac{0.85 \times 280}{4200} \times \left( 60 \times 66 - \sqrt{(60 \times 66)^2 - \frac{31,128.72 \times 60}{0.003825 \times 280}} \right) = 12.75 \text{ cm}^2$$

Para el área de acero de la cama superficial, se tomará el mayor valor entre:

$$As_{min} = 13.31 \text{ cm}^2$$

$$As_{cs} = 13.31 \text{ cm}^2$$

$$\frac{As_{LI}(-)}{3} = \frac{12.75}{3} = 4.25 \text{ cm}^2$$

Se proponen 3 varillas corridas No. 8, donde  $As = 15.20$  centímetros cuadrados.

$$As_f = 12.75 - 15.20 = -2.45 \text{ cm}^2$$

El resultado anterior indica que no se necesitan bastones.

Para el área de acero para la cama inferior, se tomara el mayor valor entre:

$$As_{min} = 13.31 \text{ cm}^2$$

$$As_{ci} = 13.31 \text{ cm}^2$$

$$\frac{As_{LI}(+)}{2} = \frac{6.22}{2} = 3.11 \text{ cm}^2$$

$$\frac{As_{LI}(-)}{2} = \frac{12.75}{2} = 6.38 \text{ cm}^2$$

Se proponen 3 varillas corridas No. 8, donde  $As = 15.52$  centímetros cuadrados.

$$As_f = 6.22 - 15.52 = -6.53 \text{ cm}^2$$

El resultado anterior indica que no se necesitan bastones.

### Diseño a corte

El cortante ultimo obtenido de la envolvente de corte, según la figura 27 es:

$$V_u = 19,765.67 \text{ kg.}$$

El cortante que resiste el concreto es:

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

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 60 \times 76 = 34,374.70 \text{ kg}$$

El corte que resiste el concreto es mayor al actuante, teóricamente, no se necesita acero de refuerzo a corte, sin embargo, se colocarán estribos, según especificaciones del ACI 318-99, 21.3.3.2 como sigue:

El primer estribo a partir de la sección crítica, no deberá tener un espaciamiento mayor a 5 centímetros.

El espaciamiento del armado en confinamiento será el menor valor obtenido de:

$$d/4 = 66/4 = 16.5 \text{ cm}$$

$$8\phi_{bl} = 8(8/8 \times 2.54) = 20.32 \text{ cm}$$

$$24\phi_{Est} = 24(3/8 \times 2.54) = 22.86 \text{ cm}$$

$$300\text{mm} = 30\text{cm}$$

$$S_{\text{conf}} = 15 \text{ cm}$$

La longitud de confinamiento será  $2d = 2(66) = 132 \approx 135 \text{ cm}$

El espaciamiento en la zona no confinada de la viga será:

$$d/2 = 66/2 = 33 \text{ cm}$$

En conclusión, se colocarán 10 estribos No. 3 a cada 0.15 metros en los extremos de la viga, en el centro se colocarán estribos No. 3 a cada 0.30 metros, el primer estribo colocado a partir de la sección crítica tendrá un espaciamiento de 0.05 metros.

Para una integridad estructural, según el ACI 318-99 secciones 7.13.1 y 7.10.5.3, se colocaron 2 varillas corridas No. 5 amarradas a los estribos y unidas por un eslabón.

El detalle del armado final de las vigas, sus puntos de confinamiento, secciones transversales y longitudinales, así como el detalle de entronque entre vigas y columnas, se detallan en los planos constructivos.

Para las vigas del nivel superior e inferior, en el sentido Y y el sentido X, se hicieron los mismos procedimientos, a continuación mostramos los resultados en la tabla XIV y XV.

TABLA XIV. RESULTADO EN VIGAS EN SENTIDO Y.

Planta	b (m)	h (m)	M(+) Kg-m	M(-) Kg-m	As (+) cm <sup>2</sup>	As (-) cm <sup>2</sup>	Armado cama Sup	Armado cama Inf	Armado por corte
Superior	0.4	0.5	13,963.80	14,401.40	8.31	8.58	2 No 7 + 1 bast No 5	2 No 7 + 1 bast No 5	Est No 3 @ 0.20
Inferior	0.6	0.8	51,617.36	52,171.04	18.51	18.72	4 No 7 + 3 bast No 4	4 No 7 + 3 bast No 4	Est No 3 @ 0.35

TABLA XV. RESULTADO EN VIGAS EN SENTIDO X.

Planta	b (m)	h (m)	M(+) Kg-m	M(-) Kg-m	As (+) cm <sup>2</sup>	As (-) cm <sup>2</sup>	Armado cama Sup	Armado cama Inf	Armado por corte
Superior	0.4	0.5	11,419.73	19,625.73	6.74	11.89	2 No 7 + 1 bast No 8	2 No 7 + 1 bast No 5	Est No 3 @ 0.20
Inferior	0.6	0.7	15,398.27	31,128.22	6.22	12.75	3 No 8	3 No 8	Est No 3 @ 0.30

### 7.3.3 DISEÑO DE MURO.

Los muros utilizados en la estructura, son bloques de cemento, éstos llevarán vigas, columnas y soleras tipo U. En el nivel inferior llevarán una cimentación como empotramiento, los cuales no se anclarán a las columnas ni vigas superiores de los marcos. En el nivel superior irán sujetos a las vigas inferiores de los marcos y siempre evitando el anclaje a las columnas y vigas superiores de dichos marcos, trabajando como muros en voladizo.

Para el diseño de los muros se tomó como referencia el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07.

Estas normas indican que al inicio, final e intersección de un muro, se deben colocar columnas con 4 varillas No. 3 de refuerzo mínimo y en las partes intermedias, columnas con 2 varillas No. 3, las cuales deberán ir reforzadas con estribos o eslabones respectivamente.

Tomando los datos de un muro del nivel de piso inferior se tiene que:

$$\gamma_m = 200 \text{ kg/m}^2 \quad h_m = 3.50 \text{ m}$$

$$l_m = 3.25 \text{ m} \quad t_m = 0.15 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 1.71 \text{ T/m}^2 \quad \gamma_c = 2.4 \text{ T/m}^2$$

$$V_s = 38.25 \text{ kg/m}^2 \quad f'c = 195 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2811 \text{ kg/cm}^2$$

Rigidez:

$$a = 3.50/3.25 = 1.08$$

$$R = \frac{0.15}{4(1.08)^3 + 3(1.08)} = 0.061$$

Centro de corte es:

$$X_c = 0.00 \text{ m}$$

$$Y_c = 1.63 \text{ m}$$

La centro de masas es:

$$X_{cm} = 0.00 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = 1.63 \text{ m}$$

La carga muerta y viva es:

$$W_m = (200)(3.5)(3.25) = 2275 \text{ kg/m}$$

$$C_v = 100 \text{ kg/m}$$

El peso total del muro es:

$$W_{Tm} = W_m + 0.25C_v$$

$$W_{Tm} = 2275 + 0.25(100)(0.15)(3.25) = 2287.25$$

El corte basal es:

$$V_b = 0.1 * W_{Tm} = 227.5 \text{ kg}$$

$$M_v = (227.5)(3.5) = 796.25 \text{ kg/m}$$

Excentricidad de carga lateral:

$$e_x = (0.05)(0.15) = 0.008 \text{ m}$$

$$e_y = (0.05)(3.25) = 0.163 \text{ m}$$

Momentos por carga lateral y excentricidad:

$$T_{px} = (227.5)(0.008) = 1.82 \text{ kg/m}$$

$$T_{py} = (227.5)(0.163) = 37.08 \text{ kg/m}$$

Distribución de cargas:

$$J_p = (0,018)(2,976) + (0,02)(0) = 0,054 \text{ m}^2$$

$$F_i = 37.08 + ((1.63)(0.02)/(0.05))(37.08) = 37.08 \text{ kg-m}$$

$$F_i = 37.08 - ((1.63)(0.02)/(0.05))(37.08) = 37.06 \text{ kg-m}$$

Distribución de momento de volteo:

$$M_{vi} = ((0.02) / (0.02)) (796.25) = 796.25 \text{ kg-m}$$

Diseño a flexión:

$$f'm = 100 \text{ kg/cm}^2 = 1,000,000 \text{ kg/m}^2$$

$$Fm = (0.33)(1,000,000) = 330,000 \text{ kg/m}^2$$

$$Sm = (0.15)(11.90) / 6 = 0.30 \text{ m}^3$$

$$fm = (796.25) / (0.30) = 2654.17 \text{ kg/m}^2$$

Como  $2,654.17 < 330,000$ , entonces se colocará Asmín

Diseño a corte:

$$V = 37.08 \text{ kg} = Vs$$

$$Vd = (1.5)(37.08) = 55.62 \text{ kg}$$

$$fv = 55.62 / (100 \times 3.25 \times 0.15) = 1.14 \text{ kg/m}^2$$

$$Fv = (0.30) \sqrt{1,000,000} = 300 \text{ kg/m}^2$$

Como  $1.14 < 300$ , entonces se colocará Asmín

Para el cálculo de Asmín vertical y horizontal se tiene que:

$$As \text{ minv} = 0,0007 \times tm \times lm$$

$$As \text{ minh} = 0,0013 \times tm \times lm$$

Donde:

AsmínV = Área de acero mínimo vertical

AsmínH = Área de acero mínimo horizontal

tm = Espesor del muro

lm = Longitud del muro

Por lo tanto se tiene que:

$$As_{minv} = 0,0007 \times 15 \times 325 = 3.413 \text{ cm}^2$$

$$As_{minh} = 0,0013 \times 15 \times 350 = 6.825 \text{ cm}^2$$

Para  $As_{mínV}$  se proponen 5 varillas No. 3 que suman un  $As = 3,55$  centímetros cuadrados, pero por disposición de RNC-07 se colocarán 8 distribuidas en 2 columnas tipo A en los extremos y 1 tipo B en la parte intermedia del muro, teniendo  $As = 5,68$  centímetros cuadrados, la cual cubre a  $As_{mínV} = 3,413$  centímetros cuadrados.

La columna tipo A llevará estribos No. 2 a cada 0,15 metros, así mismo, la columna tipo B llevará eslabones No. 2 a cada 0,10 metros.

Para  $As_{mínH}$  se proponen 10 varillas No. 3 que suman un  $As = 7,13$  centímetros cuadrados, las cuales se distribuyen entre las soleras tipo U, incluyendo el armado longitudinal del cimiento corrido, cubriendo así el  $As_{mínH} = 6,825$  centímetros cuadrados.

Las soleras tipo U, llevarán eslabones No. 2 a cada 0,10 metros, amarrados en las dos varillas No. 3 longitudinales.

#### **7.3.4 DISEÑO DE COLUMNAS.**

A continuación presentaremos el diseño de la columna crítica del primer nivel, ubicada en la intersección del eje B y el eje 2.

Las Columnas son los Elementos Estructurales destinados a soportar cargas de compresión y flexión. Las Cargas  $q$  actúan sobre la columna se toman del área tributaria de losas y vigas sobre las columnas más cargada, los momentos y fuerzas horizontales se toman del análisis estructural  $M_x = 33,995.00 \text{ kg-m}$ ;  $M_y = 80,282.00 \text{ kg-m}$  Según el ACI 318-05 21.4.31.1, el porcentaje de área mínima de acero longitudinal  $0.01 A_g$  y el porcentaje de área máxima de acero longitudinal:  $0.06 A_g$  (para zona sísmica),  $A_g$ : Área gruesa de la columna.

Según ACI 318-05 10.9.2 El número mínimo de barras longitudinales debe ser 4 varillas.

Diseño de refuerzo longitudinal y transversal de columnas

Área Tributaria: 18.123 mts<sup>2</sup>

Nivel Superior CV = (100 kg/m<sup>2</sup> x 18.123 m<sup>2</sup>) = 1,812.3 kg

CM = (2400 kg/m<sup>3</sup> x 0.12 m) + (80 kg/m<sup>2</sup> x 18.123 m<sup>2</sup>)

CM = 5,219.42 kg + 1449.84 kg = 6,669.26 kg

CV + CM = 8,481.56 kg

Nivel Inferior CV= (11.393 m<sup>2</sup> x 300 kg/m<sup>2</sup>) + (6.73 m<sup>2</sup> x 500 kg/m<sup>2</sup>) = 6,782.90 kg

CM = (2400 kg/m<sup>3</sup> x 18.123 m<sup>2</sup> x 0.12 m) + (280 kg/m<sup>2</sup> x 9.59 m x 3.275m) + (80 kg/m<sup>2</sup> x 18.123 m<sup>2</sup>)

CM = 5,219.42 + 8,794.03 + 1,449.84 = 15,463.3 kg

CV + CM = 22,246.20 kg.

FCU = factor de carga ultima = (1.4 CM + 1.7 CV)/(CM + CV)

FCU nivel superior = (1.4 x 1812.3 + 1.7 x 6,669.26)/(1812.3 + 6,669.26) = 1.64

FCU nivel inferior = (1.4x 6,782.90 + 1.7x 15,463.30)/(6,782.90 + 15,463.30)= 1.60

2) Chequeo de Columna.

Las columnas se clasifican en cortas, intermedias y largas por su esbeltez "E":

- Columna Corta  $E < 22$  (El momento no se magnifica).
- Columna Intermedia  $22 < E < 100$  (El momento se magnifica).
- Columna Larga  $E > 100$  (No es aconsejable construirla porque puede fallar por pandeo).

Formula:  $E = (k \times Lu) / r$

Dónde: E = Esbeltez

k = Factor de Pandeo

Lu = Longitud entre apoyos (4.5 m)

r = Radio de giro (0.30 x lado menor)

El factor k se determina por medio de la fórmula de Jackson; basándose en la relación de rigidez ( $\psi$ ) donde:

$$k = ((20 - \psi_{\text{promedio}})/20) * \sqrt{(1 + \psi_{\text{promedio}})} \quad \text{Para } \psi_{\text{promedio}} < 2$$

$$k = 0.90 * \sqrt{(1 + \psi_{\text{promedio}})} \quad \text{Para un } \psi_{\text{promedio}} \geq 2$$

$$\psi = \frac{\sum \text{rigidezes de columnas que se unen en el nudo considerado}}{\sum \text{rigidezes de las vigas que se unen en el nudo considerado}}$$

Sección Viga Inferior Y            60 x 70 cm

Sección Viga Inferior X            60 x 80 cm

Sección Viga Superior X y Y        40 x 50 cm

Sección Columnas Inferior        60 x 60 cm

Sección Columnas Superior        40 x 40 cm

Inercia =  $\frac{1}{12} b \times h^3$

$$\text{Inercia de Viga: } \frac{1}{12} * 40 * 50^3 = 416,667 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia de Columna: } \frac{1}{12} * 40 * 40^3 = 213,333 \text{ cm}^4$$

} Superior

$$\left. \begin{aligned} \text{Inercia de Viga X: } & \frac{1}{12} * 60 * 70^3 = 1.715x10^6 \text{ cm}^4 \\ \text{Inercia de Viga Y: } & \frac{1}{12} * 60 * 80^3 = 2.560x10^6 \text{ cm}^4 \\ \text{Inercia de Columna: } & \frac{1}{12} * 60 * 60^3 = 1.080x10^6 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right\} \text{ Inferior}$$

Sentido X

Nivel Inferior

$$\psi A = ((213,333/3.50) + (1.080x10^6/4.7))/((1.715x10^6)/7) + (1.715x10^6/7) = 0.59$$

$\psi B = 0$  (Porque no existen vigas que llegen al nudo)

$$\psi \text{ promedio} = ((0.59 + 0))/2 = 0.29 < 2$$

$$k = ((20 - 0.29)/20) (1 + 0.29)^{(1/2)} = 1.12$$

$$E = (1.12 \times 4.7)/(0.60 * 0.60) = 14.62 < 22 \quad \text{Columna Corta}$$

Nivel superior

$$\psi A = (((213,333/3.70)/(416,667/7 + 416,667/7))) = 0.48$$

$\psi B = 0$  (Porque no existen vigas que llegen al nudo)

$$\psi \text{ promedio} = ((0.48 + 0))/2 = 0.24 < 2$$

$$k = ((20 - 0.24)/20) (1 + 0.24)^{(1/2)} = 1.10$$

$$E = (1.10 \times 3.5)/(0.40 * 0.40) = 22 < 24.06 < 100 \quad \text{Columna Intermedia}$$

Sentido Y

Nivel Inferior

$$\psi A = ((213,333/3.50) + (1.080x10^6/4.7))/(((2.560x10^6/3.23) + ((2.560x10^6/1.94))) = 0.14$$

$\psi B = 0$  (Porque no existen vigas que llegen al nudo)

$$\psi_{\text{promedio}} = ((0.14 + 0))/2 = 0.06 < 2$$

$$k = \left( \frac{20 - 0.06}{20} \right) (1 + 0.06)^{\frac{1}{2}} = 1.02$$

$$E = (1.02 \times 4.7)/(0.60 \times 0.60) = 13.32 < 22 \quad \text{Columna Corta}$$

Nivel superior

$$\psi_A = ((213,333/3.50)/((2.560 \times 10^6/3.23) + (2.560 \times 10^6/1.95))) = 0.03$$

$\psi_B = 0$  (Porque no existen vigas que llegen al nudo)

$$\psi_{\text{promedio}} = ((0.03 + 0))/2 = 0.014 < 2$$

$$k = ((20 - 0.014)/20) (1 + 0.014)^{(1/2)} = 1.01$$

$$E = (1.01 \times 3.5)/(0.40 \times 0.40) = 22 < 22.09 < 100 \quad \text{Columna Intermedia}$$

Dado los valores de Esbeltez tanto en el sentido x como en sentido y, la columna se clasifica como columna intermedia, por lo que se tienen que magnificar los momentos que actúan sobre la misma.

3) Magnificación de Momentos.

Formulas: Carga Crítica

$$P_{cr} = \pi^2 * E * I / [(k * Lu)]^2$$

Dónde: E = Modulo de elasticidad del concreto

I = Momento de Inercia de la sección del concreto

Respecto al eje centroidales, sin tomar en consideración del esfuerzo.

K = Factor de Pandeo

Lu = Longitud de Columna

Magnificador:

$$\delta = 1/((1 - Pu)/(0.7 * Pcr)) < 1$$

Dónde:  $P_u$  = Carga de diseño ultimo

$$C_u \text{ superior} = 8,481.56 * 1.64 = 13,903.80 \text{ kg}$$

$$C_u \text{ inferior} = 22,246.20 * 1.60 = 35,593.90 \text{ kg}$$

$$EI = (E_c * I_g / 2.5) / (1 + \beta_d)$$

Dónde:  $E_c$  = Modulo de elasticidad del concreto.

$$E_c = 15100 * (280)^{\frac{1}{2}} = 252,671$$

$I_g$  = Momento de Inercia Centroidales.

$$I_g = bh^3/12 = 40 * 40^3/12 = 213,333 \text{ cm}^4 \quad \text{Superior}$$

$$I_g = [bh]^3/12 = [60 * 60]^3/12 = 1.08 \times 10^6 \text{ cm}^4 \quad \text{Inferior}$$

$\beta_d$  = Factor de flujo plástico

Nivel Superior

$$\beta_d = \frac{1.4CM}{1.4CM + 1.7CV} = \frac{1.4 * 6,669.26}{1.4 * 6,669.26 + 1.7 * 1,812.3} = 0.752$$

$$EI = \frac{252,671.00 * \frac{213,333}{2.5}}{1 + 0.752} = 1.23 * 10^{10}$$

Nivel Inferior

$$\beta_d = \frac{1.4CM}{1.4CM + 1.7CV} = \frac{1.4 * 15,463.30}{1.4 * 15,463.60 + 1.7 * 6,782.90} = 0.652$$

$$EI = \frac{252,671.00 * \frac{1.08 \times 10^6}{2.5}}{1 + 0.652} = 6.61 * 10^{10}$$

Sentido X

Nivel Superior

$$P_{cr} = \pi^2 * 1.23 * 10^{10} / (1.02 * 350)^2 = 952,508 \text{ kg}$$

$$\delta = 1 / (1 - 13,903.80 / (0.7 * 952,508)) = 1.02$$

$$M \text{ sup. (Momento Magnificado)} = 1.02 * 12,094.12 = 12,336.00 \text{ kg/m}$$

$$M \text{ inf. (Momento Magnificado)} = 1.02 * 11,166.85 = 11,390.20 \text{ kg/m}$$

Sentido Y

Nivel Superior

$$P_{cr} = (\pi^2 * 6.61 * 10^{10}) / (1.01 * 350)^2 = 5,220,600 \text{ kg}$$

$$\delta = 1 / (1 - 13,903.80 / (0.7 * 5,220,600)) = 1.00$$

$$M \text{ sup. (Momento Magnificado)} = 1.00 * 19,806.45 = 19,806.45 \text{ kg-m}$$

$$M \text{ inf. (Momento Magnificado)} = 1.00 * 19,844.45 = 19,844.45 \text{ kg-m}$$

#### 7.3.4.1 DISEÑO DE COLUMNA TIPO I. NIVEL INFERIOR.

Datos: Sección 60\*60 cm

$$P_u = 35,593.90 \text{ kg}$$

$$M_x = 21,977.77 \text{ kg}$$

$$M_y = 46,248.19 \text{ kg}$$

$$L_u = 4.70 \text{ m}$$

Recubrimiento: 4 cm

Para chequear si el acero longitudinal propuesto para la columna soporta los esfuerzos de compresión, se utilizara el método de carga inversa desarrollado por Bressler, que toma en cuenta su carga axial los dos momentos actuantes.

Utilizando la ecuación:

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'xo} + \frac{1}{P'yo} - \frac{1}{P'o}$$

Dónde: Valor aproximado de la carga ultima de flexión que resiste una columna a una excentricidad "e".

$P'xo$ :  $kx \cdot f'c$  \* sección de elemento = carga ultima que resiste las columna cuando se encuentra presente la excentricidad "ex", ( $ey = 0$ ).

$P'yo$ :  $ky \cdot f'c$  \* sección de elemento = carga ultima que resiste las columna cuando se encuentra presente la excentricidad "ey", ( $ex = 0$ ).

$P'$ :  $0.7 \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot (\text{área gruesa} - \text{área de acero}) + \text{área de acero} \cdot fy)$

=Carga ultima axial que resiste la columna o la carga concéntrica que resiste la misma ( $ey, ey = 0$ )

$Kx, ky$  son coeficiente que se obtienen del diagrama de interacción para diseño de columna.

Si  $P'u > Pu$ , el armado propuesto es correcto, si esto no sucede se propone aumentar el área de acero.

Propuesta de Armado:

As min:  $0.01 \cdot 3600 = 36 \text{ cm}^2$

As máx.:  $0.06 \cdot 3600 = 216 \text{ cm}^2$

Se propone un  $\rho = 0.011 = 0.011 \cdot 60 \cdot 60 = 39.6 \text{ cm}^2$  equivalente a 8 varillas N° 8.

Procedimiento para chequear si el armado es correcto:

1) Valor de la grafica

$$\gamma_x = dx/hx = 56/60 = 0.90$$

$$\gamma_y = dy/hy = 56/60 = 0.90.$$

2) Valor de la Curva:

$$(A_s \cdot f_y) / (A_g \cdot 0.85 \cdot f'_c)$$

$$(40.537 \cdot 4227) / (4200 \cdot 0.85 \cdot 280) = 0.17$$

3) Excentricidad

$$e_x = M_x / P_u = 21,977.77 / 35,593.90 = 0.617$$

$$e_y = M_y / P_u = 46,248.19 / 35,593.90 = 1.299$$

4) Valor de la diagonal

$$0.617 / 0.6 = 1.03$$

$$1.299 / 0.6 = 2.17$$

Por Flexión respecto al eje X.

Por Interpolación en los diagramas de interacción con barras en los cuatro lados:

$$(\phi P_{nx} / A_g) \cdot (e/h) = 33.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$P'_{xo} = (A_g)(h)(33.16) / (\phi \cdot e)$$

$$P'_{xo} = (60 \cdot 60)(60)(33.16) / (0.70 \cdot 61.70)$$

$$P'_{xo} = 165,838.00 \text{ kg}$$

Por Flexión respecto al eje Y

Por Interpolación en los diagramas de interacción con barras en los cuatro lados:

$$\left(\phi \frac{Pny}{Ag}\right) * \left(\frac{e}{h}\right) = 29.59$$

$$P'oy = (Ag)(h)(29.59)/(\phi * e)$$

$$P'oy = (60 * 60)(60)(29.59)/(0.70 * 129.9)$$

$$P'yo = 70289.70 \text{ kg}$$

Determinación de la capacidad por carga axial de la sección:

$$P'o = 0.70((0.85 * 280 * (60 * 60 - 40.54) + (40.54 * 4,227))$$

$$P'o = 712,960.00 \text{ kg}$$

Uso de la expresión de Bressler para determinar P'u

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'xo} + \frac{1}{P'yo} - \frac{1}{P'o}$$

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{165,838.00} + \frac{1}{70,289.70} - \frac{1}{712,960.00}$$

$$P'u = 48,275.1 \text{ kg}$$

Dado el resultado de P'u = 48,275.1 kg, es mayor que Pu = 35,593.90 kg, por lo que el área de acero propuesta para la sección es correcto.

##### 5) Refuerzo Transversal

$$\text{Corte resistente: } V_R = 0.85 * 0.53 * f'c^{1/2} * b * d$$

$$= 0.85 * 0.53 * 280^{1/2} * 60 * 56 = 25,328.70 \text{ kg}$$

$$V_{act} = 18,031.24 \text{ kg}$$

Como Vres < Vact, Entonces el elemento no necesita refuerzo a corte.

##### b) Espaciamiento de estribo:

$$Ua1 = \frac{18,031.24}{60 * 56} = 5.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ucu = 0.85 * 0.53 * 280^{\frac{1}{2}} = 7.54 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando varillas N° 3 para estribos.

$$S = 2 * 0.71 * 4227 / (5.36) * 60 = 18.66 \text{ cm}$$

$$S = \text{recomendado: } d/2 = 56/2 = 28 \text{ cm}$$

Se colocara, entonces, estribos N° 3 @ 16 cm en la Longitudinal del centro de la columna hasta el punto de confinamiento.

Espaciamiento entre estribos en el área confinada:

Formula:  $S_o = 2A_v / \rho_s * L_n$

$$\rho_s = 0.45(A_g / (A_{ch} - 1))(0.85 * (f'c) / f_y)$$

Donde:

$S_o$  = Espaciamientos entre estribos en áreas confinada.

$A_v$  = área transversal de la varilla que se utiliza como estribo.

$\rho_s$  = relación volumétrica de la columna.

$L_n$  = Longitud no soportada del estribo.

$A_g$  = área gruesa.

$A_{ch}$  = área chica.

$$\rho_s = 0.45((60 * 60) / ((52 * 52) - 1))(0.85 * 280 / 4227)$$

$$\rho_s = 0.0084$$

$$S_o = \frac{2 * 0.71}{0.0084 * 56} = 3.02 \text{ cm} \approx 3 \text{ cm}$$

Según el reglamento ACI-318-05 21.10.5 la longitud a confinar no debe ser menor que:

- a) Una sexta parte de la luz libre del elemento  $Lu/6 = 1/6 * 3.50 = 0.583 \approx 0.50$  m.
- b) La mayor dimensión de la sección transversal 30 cm.
- c) 500mm.

Colocar estribos N° 3 @ 3 cm, en la longitud de confinado de 50 cm, medidas desde la cara del nudo y estribos N° 3 @ 15 cm en la longitud del centro de la columna.

Según ACI-318-05 21.10.5.2 el primer amarre debe estar situado a no mayor de  $S_o = 1 \frac{3}{2} = 6.5$  cm

Armado final de la columna

El armado y disposición de las columnas se detalla en los planos constructivos del proyecto. Se muestra en la planta las columnas que van conjuntamente con zapatas y el armado de estas.

#### 7.3.4.2 DISEÑO DE COLUMNA TIPO 2. NIVEL SUPERIOR.

Datos: Sección 40\*40 cm

$$P_u = 13,903.80 \text{ kg}$$

$$M_x = 12,094.12 \text{ kg}$$

$$M_y = 19,844.45 \text{ kg}$$

$$L_u = 3.50 \text{ m}$$

Recubrimiento: 4 cm

Para chequear si el acero longitudinal propuesto para la columna soporta los esfuerzos de compresión, se utilizara el método de carga inversa desarrollado por Bressler, que toma en cuenta su carga axial los dos momentos actuantes.

Utilizando la ecuación:

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'xo} + \frac{1}{P'yo} - \frac{1}{P'o}$$

Dónde: Valor aproximado de la carga ultima de flexión que resiste una columna a una excentricidad “e”.

$P'xo$ :  $kx \cdot f'c \cdot$  sección de elemento = carga ultima que resiste las columna cuando se encuentra presente la excentricidad “ex”, ( $ey = 0$ ).

$P'yo$ :  $ky \cdot f'c \cdot$  sección de elemento = carga ultima que resiste las columna cuando se encuentra presente la excentricidad “ey”, ( $ex = 0$ ).

$P'$ :  $0.7 \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot (\text{área gruesa} - \text{área de acero}) + \text{área de acero} \cdot fy)$

=Carga ultima axial que resiste la columna o la carga concéntrica que resiste la misma ( $ey, ey = 0$ ).

$Kx, ky$  son coeficiente que se obtienen del diagrama de interacción para diseño de columna.

Si  $P'u > Pu$ , el armado propuesto es correcto, si esto no sucede se propone aumentar el área de acero.

Propuesta de Armado:

As min:  $0.01 \cdot 1600 = 16 \text{ cm}^2$

As max:  $0.06 \cdot 1600 = 96 \text{ cm}^2$

Se propone un  $\rho = 0.02 = 0.019 \cdot 40 \cdot 40 = 30.4 \text{ cm}^2$  equivalente a 8 varillas No. 7

Procedimiento para chequear si el armado es correcto:

3) Valor de la grafica

$$\gamma_x = dx/hx = 36/40 = 0.90$$

$$\gamma_y = dy/hy = 36/40 = 0.90.$$

4) Valor de la Curva:

$$\begin{aligned} & (A_s \cdot f_y) / (A_g \cdot 0.85 \cdot f'_c) \\ & (31.04 \cdot 4227) / (1600 \cdot 0.85 \cdot 280) = 0.34 \end{aligned}$$

3) Excentricidad

$$e_x = M_x / P_u = 12,094.12 / 13,903.80 = 0.87$$

$$e_y = M_y / P_u = 19,844.45 / 13,903.80 = 1.43$$

6) Valor de la diagonal

$$0.87 / 0.4 = 2.18$$

$$1.43 / 0.4 = 3.58$$

Por Flexión respecto al eje X.

Por Interpolación en los diagramas de interacción con barras en los cuatro lados:

$$\left( \phi \frac{P_{nx}}{A_g} \right) * \left( \frac{e}{h} \right) = 62.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$P'_{xo} = (A_g)(h)(62.41) / (\phi * e)$$

$$P'_{xo} = (40 * 40)(40)(62.41) / (0.70 * 87)$$

$$P'_{xo} = 65,586.90 \text{ kg}$$

Por Flexión respecto al eje Y

Por Interpolación en los diagramas de interacción con barras en los cuatro lados:

$$\left( \phi \frac{P_{ny}}{A_g} \right) * \left( \frac{e}{h} \right) = 61.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$P'_{oy} = (A_g)(h)(61.30) / (\phi * e)$$

$$P'oy = (40 * 40)(40)(61.30)/(0.70 * 320.10)$$

$$P'yo = 17,508.80 \text{ kg}$$

Determinación de la capacidad por carga axial de la sección:

$$P'o = 0.70((0.85 * 280 * (40 * 40 - 31.04) + (31.04 * 4,227)))$$

$$P'o = 353,233.00 \text{ kg}$$

Uso de la expresión de Bressler para determinar P'u

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'xo} + \frac{1}{P'yo} + \frac{1}{P'o}$$

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{353,233.00} + \frac{1}{65,586.90} + \frac{1}{17,508.80}$$

$$P'u = 55,322.90 \text{ kg}$$

Dado el resultado de P'u = 55,322.90 kg, es mayor que Pu = 13,903.80 kg, por lo que el área de acero propuesta para la sección es correcto.

7) Refuerzo Transversal.

$$\text{Corte resistente: } V_R = 0.85 * 0.53 * f'_c^{1/2} * b * d$$

$$= 0.85 * 0.53 * 280^{1/2} * 40 * 36 = 10,855.20 \text{ kg}$$

$$V_{act} = 10,841.52 \text{ kg}$$

Como  $V_{res} < V_{act}$ , Entonces el elemento no necesita refuerzo a corte.

b) Espaciamiento de estribo:

$$U_{a1} = \frac{10,841.52}{36 * 40} = 7.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$U_{cu} = 0.85 * 0.53 * 280^{\frac{1}{2}} = 7.54 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando varillas N° 3 para estribos.

$$S = 2 * 0.71 * 4227 / (7.53) * 40 = 19.92 \text{ cm}$$

$$S = \text{recomendado: } d/2 = 36/2 = 18 \text{ cm}$$

Se colocara, entonces, estribos N° 3 @ 15 cm en la Longitudinal del centro de la columna hasta el punto de confinamiento.

Espaciamiento entre estribos en el área confinada:

Formula:  $S_o = 2A_v / \rho_s * L_n$

$$\rho_s = 0.45(A_g / (A_{ch} - 1))(0.85 * (f'_c) / f_y)$$

Donde:

$S_o$  = Espaciamientos entre estribos en áreas confinada.

$A_v$  = área transversal de la varilla que se utiliza como estribo.

$\rho_s$  = relación volumétrica de la columna.

$L_n$  = Longitud no soportada del estribo.

$A_g$  = área gruesa.

$A_{ch}$  = área chica.

$$\rho_s = 0.45((40 * 40) / ((32 * 32) - 1))(0.85 * (280) / 4227)$$

$$\rho_s = 0.0143$$

$$S_o = 2 * 0.71 / 0.0143 * 32 = 3.10 \text{ cm} \approx 3 \text{ cm}$$

Según el reglamento ACI-318-05 21.10.5 la longitud a confinar no debe ser menor que:

- d) Una sexta parte de la luz libre del elemento  $L_u/6 = 1/6 * 3.5 = 0.58 \approx 0.50 \text{ cm}$ .
- e) La mayor dimensión de la sección transversal 30 cm.
- f) 500mm.

Colocar estribos N° 3 @ 3 cm, en la longitud de confinado de 50 cm, medidas desde la cara del nudo y estribos N° 3 @ 15 cm en la longitud del centro de la columna.

Según ACI-318-05 21.10.5.2 el primer amarre debe estar situado a no mayor de  $S_o = 1 \frac{3}{2} = 6.5$  cm

Armado final de la columna

El armado y disposición de las columnas se detalla en los planos constructivos del proyecto. Se muestra en la planta las columnas que van conjuntamente con zapatas y el armado de estas.

### 7.3.5 DISEÑO DE ZAPATAS.

#### 7.3.5.1 CÁLCULO DEL VALOR SOPORTE DEL SUELO.

La capacidad soporte del suelo o valor soporte, es la capacidad que tiene un suelo para soportar una carga sin que se produzcan fallas dentro de su masa; esta capacidad se mide en fuerza por unidad de área.

Datos de estudios de suelos:

Descripción del suelo: Arena Limosa de Color café Claro.

$\phi$  (Angulo de fricción interna) =  $29^\circ$

$C_u$  (Cohesión) = 2.15 T/m<sup>2</sup>

$\gamma$  (Peso específico del suelo) = 1.71 T/m<sup>3</sup>

$D_f$  (cota de cimentación) = 1.20 m

Cimentación Cuadrada.

$$q_o = 1.3 * C_u * N_c + qN_q + (0.40)\gamma B N_\gamma$$

Dónde:

$N_c, N_q, N_\gamma$ : factores de capacidad de carga de terzaghi.

$C_u$  = Cohesión del suelo.

$q$  = presión de sobrecarga a nivel de base del cimiento ( $\gamma D_f$ ).

$\gamma$  = Peso unitario del suelo.

$B$  = Anchura del Cimiento (para la franja de 1 m).

$$q_o = 1.3 * 2.15 * 27.86 + 1.71 * 1 * 16.44 + (0.40)1.71 * 1 * 12.84$$

$$q_o = 114.764 \text{ T/m}^2$$

Se utilizara un factor de seguridad de 3.

$$V_s = 114.764/3 = 38.25 \text{ T/m}^2.$$

Valor soporte suelo = 38.25 = 38,250 kg/m<sup>2</sup>

### 7.3.5.2 CALCULO DE DIMENSIONES DE ZAPATA TIPO 1.

Los cimientos son elementos de la estructura destinados a recibir las cargas propias y las aplicadas exteriormente a la misma; estos a su vez, transmiten la acción de las cargas sobre el suelo.

- a) Datos los datos necesarios para el diseño de las zapatas se toman del análisis estructural y de los realizado se concluyó que el tipo de suelo es arena limosa color café claro, tiene no valor soporte de 35.25 T/m<sup>2</sup> los datos utilizados para el diseño de esta zapata son la siguientes:

$$P_u = 35,593.90 \text{ kg.}$$

$$W_s = 1710 \text{ kg/m}^3$$

$$FCU = 1.60$$

$$M_x = 21,977.77 \text{ kg}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_c = 2300 \text{ kg/m}^3$$

$$M_y = 46,248.19 \text{ kg}$$

$$f_y = 4227 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_s = 38,250 \text{ kg/m}^2$$

Sección de columna 0.60x0.60 m

Área de Zapata: La losa de la zapata debe dimensionarse para soportar las cargas aplicadas y las reacciones indicadas. En este inciso se calcula el área de la losa, de las formas siguientes.

Calculo de cargas de trabajo:

$$P' = \frac{Pu}{FCU} = \frac{35,593.90}{1.6} = 22,246.20 \text{ kg}$$

$$M'x = \frac{Mx}{FCU} = \frac{21,977.77}{1.60} = 13,736.10 \text{ kg/m}$$

$$M'y = \frac{My}{FCU} = \frac{46,248.19}{1.60} = 28,905.10 \text{ kg/m}$$

Pre dimensionamiento del área de zapata:

$$Az = 1.5P'/Vs = 1.5 \cdot 35,593.9 / 38,250 = 1.40 \text{ m}^2;$$

Debe utilizarse 1.60 m<sup>2</sup> como mínimo se propone usar un Az = 1.20 x 1.20 m

Chequeo de presión sobre el suelo se debe considerar:

- a) La carga de trabajo.
- b) El peso del suelo del desplante.
- c) Peso de la columna.
- d) Peso del cemento.

$$P = P' + Ps + Pcol + Pcim$$

Dónde:

P = Integración Total de carga actuantes.

P' = Peso del suelo del desplante.

Pcol = Peso de la columna

Pcim = Peso del Cemento (zapata).

Ps = Az \* Desplante \* Peso específico del suelo

Pcol = Sección de columna \* Alto columna \* peso específico concreto

$P_{cim} = A_z * \text{Espesor asumido} * \text{Peso específico concreto}$

$$P_s = 1.44 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m} * 1710 \text{ Kg/m}^3 = 2954.88 \text{ kg}$$

$$P_{col} = (0.60 \text{ m})(0.60 \text{ m})(4.50 \text{ m})(2,400\text{kg/m}^3) = 3,888 \text{ kg}$$

$$P_{cim} = 1.44 \text{ m}^2 * 0.45 \text{ m} * 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 1,555.20 \text{ kg}$$

$$P' = 22,246.20 \text{ kg}$$

$$P = 30,644.30 \text{ kg}$$

Debido a que existe; carga y flexión biaxial, las presiones sobre el suelo

Por debajo de la zapata serán:

$$q_{max/min} = P/A_z \pm M'x/S_x \pm M'y/S_y ;$$

Dónde: los casos críticos son:

$$S = (1/6)*b*h^2$$

S= módulo de sección en el sentido indicado, entonces se tiene:

$$q_{max/min} = \frac{30,644.30}{1.44} \pm \frac{13,736.10}{\frac{1}{6} * 1.20^3} \pm \frac{28,905.10}{\frac{1}{6} * 1.20^3}$$

Se obtiene que  $q_{max} = 169,340.00 \text{ kg}$

$$q_{min} = -126,779.00 \text{ kg}$$

Lo que indica que:

$q_{\text{máx.}} > V_s$  Por lo cual excede el valor soporte del suelo, Esto no debe suceder  $q_{\text{min}} < 0$

Indica que existen presiones de tensión, Esto no debe suceder.

Entonces se debe aumentar el área de la zapata

Se propone una zapata de 2.5 m x 3.00 m

$$P_s = 7.50 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m} * 1710 \text{ Kg/m}^3 = 15.39 \text{ T}$$

$$P_{col} = (0.60 \text{ m})(0.60 \text{ m})(4.50 \text{ m})(2,400\text{kg/m}^3) = 5.54 \text{ T}$$

$$P_{cim} = 7.50 \text{ m}^2 * 0.45\text{m} * 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 8.10 \text{ T}$$

$$P' = 35.59 \text{ T}$$

$$\text{Total (P)} = 64.62 \text{ T}$$

$$S_x = 1/6 * 2.5 * 3^2 = 3.75$$

$$S_y = 1/6 * 3 * 2.5^2 = 3.13$$

$$q_{max/min} = \frac{64.62}{7.5} \pm \frac{13.74}{3.75} \pm \frac{28.91}{3.13}$$

Se obtiene que  $q_{max} = 21.52 \text{ T}$

$$q_{min} = -4.28 \text{ T}$$

cumplen con los requisitos.

$$Q \text{ diseño} = q_{max} * F_{cu} = 21.52 * 1.60 = 34.43 \text{ kg/m}^2$$

Presión última sobre zapata

La presión que se encuentra debajo de la zapata es distinta en cada punto diferente, pero por motivos de diseño esta se toma constante y magnificada:

$$q_{DISEÑO} = F_{CU} * q_{max} = 21.52 * 1.60 = 34.43 = \text{T/m}$$

Espesor de la zapata

Para determinar el espesor de la zapata, se debe chequear corte simple y corte punzante causado por la columna y las cargas actuantes.

Espesor predeterminado = 45cm

Recubrimiento: 7.5cm

Chequeo por corte simple

$$d = \text{espesor} - \text{recubrimiento} = 45 - 7.5 = 37.5$$

Vactuante =  $q_{DIS} * \text{área}$

$$V_{act1} = 34.43 * 3.75 * (250 * 37.5) = 121.04 \text{ T}$$

$$V_{act2} = 34.43 * 3.13 * (300 * 37.5) = 121.24 \text{ T}$$

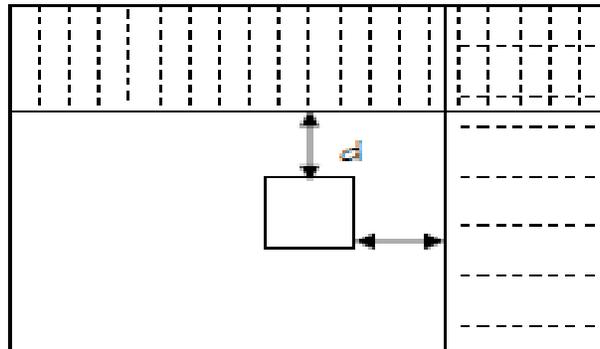
$$V_{resistente} = 0.85 * 0.53 * f'c^{1/2} * b * d$$

$$V_{resist1} = 0.85 * 0.53 * 280^{1/2} * 250 * 37.5 = 70.67 \text{ T}$$

$$V_{resist2} = 0.85 * 0.53 * 280^{1/2} * 300 * 37.5 = 84.81 \text{ T}$$

Como  $V_{resist1y 2} > V_{act1y 2}$ , respectivamente, el espesor si resiste el corte simple.

FIGURA 27. AREAS DE CHEQUEO POR CORTE SIMPLE.



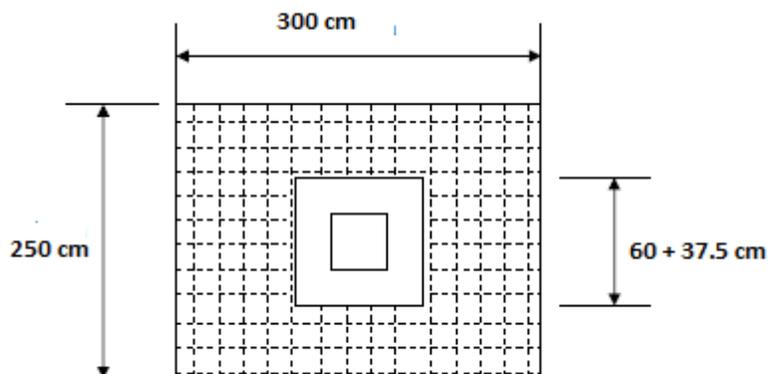
Chequeo por corte punzante

$$V_{act} = \text{Área} * q_{DIS} = (2.50 * 3.00 - 0.975^2) * 34.43 = 225.50 \text{ kg}$$

$$V_{resist} = 0.85 * 1.10 * f'c^{1/2} * b_o * d = 0.85 * 1.10 * 280^{1/2} * 390 * 37.5 = 228.82 \text{ kg}$$

Como  $V_{resist} > V_{act}$ , el espesor si resiste el corte punzante

FIGURA 28. ÁREAS DE CHEQUEO POR CORTE PUNZONANTE



### Diseño por flexión

El empuje del suelo sobre la zapata produce un momento flector sobre la misma, por lo que es necesaria diseñarla a flexión.

Diseño para el sentido X.

Calculando el momento último.

$$M_u = \frac{(q_u \text{DISEÑO}) * L^2}{2}$$

$$M_u = \frac{34.43 * 1.2^2}{2} = 24,789.60 \text{ kg/m}$$

Calculando el área de acero.

$$A_s = \left( \frac{0.85 f'c}{f_y} * (b * d) - \left( (bd)^2 - \frac{M_{ub}}{0.003825 * f'c} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0.85 * 280}{4200} * \left( 100 * 37.5 - \sqrt{(100 * 37.5)^2 - \frac{24,789.60 * 100}{0.003825 * 280}} \right)$$

$$A_s = 18.27 \text{ cm}^2$$

Calculando área de acero mínimo.

$$A_{min} = \left( \frac{14.1}{f_y} \right) * b * d$$

$$A_{min} = \frac{14.1}{4200} * 100 * 37.5$$

$$A_{min} = 12.59 \text{ cm}^2$$

Calculando el espaciamiento de las varillas.

$$S = A_v / A_s = 5.067 / 12.59$$

S= 0.31 se colocara varillas N° 8 cada 40 cm.

Diseño para el sentido Y.

Calculando el momento último.

$$M_u = \frac{(q_u \text{DISEÑO}) * L^2}{2}$$

$$M_u = \frac{34.43 * 1.7^2}{2} = 49,751.40 \text{ kg/m}$$

Para el sentido Y el peralte efectivo cambia y es calculado con la siguiente formula:

$$d_y = d_x - \left( \frac{\phi_x}{2} + \frac{\phi_y}{2} \right)$$

$$d_y = 37.5 - \left( \frac{2.22}{2} + \frac{2.22}{2} \right)$$

$$d_y = 35.28$$

Calculando el área de acero.

$$A_s = \left( \frac{0.85 f'_c}{f_y} * ((b * d) - \left( (bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 x f'_c} \right)^{\frac{1}{2}}) \right)$$

$$A_s = \frac{0.85 x 280}{4200} X \left( 100 X 37.5 - \sqrt{(100 X 37.5)^2 - \frac{49,751.40 x 100}{0.003825 X 280}} \right)$$

$$A_s = 38.60 \text{ cm}^2$$

Calculando área de acero mínimo.

$$A_{min} = \left( \frac{14.1}{f_y} \right) * b * d$$

$$A_{min} = \frac{14.1}{4200} * 100 * 35.28$$

$$A_{min} = 11.84 \text{ cm}^2$$

Calculando el espaciamiento de las varillas.

$$S = A_v / A_s = 5.07 / 11.84$$

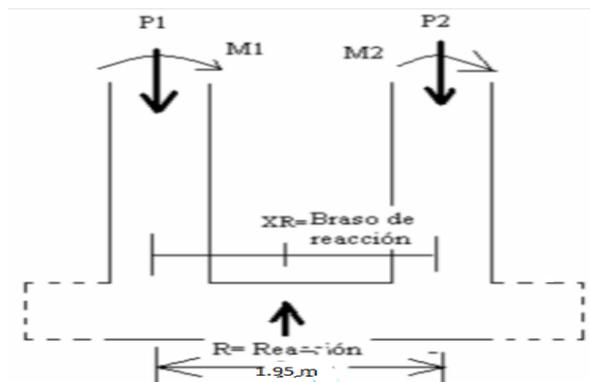
$S = 0.42$  se colocara varillas No. 8 cada 40 cm.

El armado final de la zapata esta detallado en los planos constructivos del proyecto.

### 7.3.5.3 CALCULO DE ZAPATA TIPO 2 COMBINADA

Para el diseño de la zapata 2 se diseñó, ya que las dimensiones de 3.00m \* 4.00m que son las calculadas anteriormente, se tiene el problema del espacio, ya que se traslapan las zapatas de las columnas más cercanas, pues el espacio que se tiene de centro de columna a columna es de 2.00m. El criterio utilizar se describe a continuación.

FIGURA 30 DETALLE DE SEPARACIÓN ENTRE COLUMNAS EN ZAPATA TIPO 2.



Datos:

$$P1 = 19.325 \text{ Ton} \quad P2 = 18.031 \text{ Ton.}$$

Encontrando las cargas de servicio.

$$P1u = 1.60 * 19.33 = 30.92 \text{ Ton}$$

$$P2u = 1.60 * 18.03 = 28.85 \text{ Ton.}$$

$$V_s = 38.250 \text{ Ton/m}$$

Columnas de 0.60m\*0.60m

a) Encontramos primero la reacción.

$$R = 30.92 + 28.85 = 59.78 \text{ Ton.}$$

Encontrando el brazo de la reacción, realizamos sumatoria de momentos.

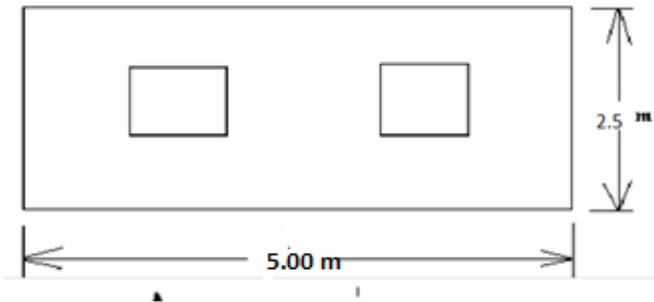
$M_0$

$$XR = ((30.92 * 1.95)/59.78)$$

$$XR = 1.01 \text{ m}$$

FIGURA 30 SECCIÓN DE ZAPATA TIPO 2.

Figura . . . Planta de zapata combinada.



$$\text{Sobrecarga } 1.2 * 1.71 = 2.05$$

$$\text{Carga de piso} = \frac{0.5}{2.55 \text{ T/m}^2}$$

$$\text{Capacidad remanente del suelo } \sigma_r = 38.25 - 2.55 = 35.70 \text{ T/m.}$$

$$\sigma \text{ de trabajo sobre el suelo } \sigma = \frac{59.78}{5.00} = 11.96 \text{ T/m}$$

Viga invertid

Calculando el espesor (d)

$$V_{uf} = PD(L'' - (c/2 + d))$$

$$V_{uf} = 11.96 (0.99 - (0.60/2 + d/100)) * 1000 \text{ (para trabaja en metros y toneladas)}$$

$$V_{uf} = 8,252.40 - 119.60 d \text{ (A)}$$

$$\square V_{ct} = 0.85 * 0.53 * f'c * b * d$$

$$\square V_{ct} = 0.85 * 0.53 * 280 * 250 * d = V_{ct} = 1,884.58 d \text{ (B)}$$

Igualando A y B

$$8,252.40 - 119.60 d = 1,884.58 d$$

$d = 25$  cm. Por requerimiento de la ACI el espesor mínimo de una zapata es 10 pulg.

c) Chequeo por corte punzonante:

$$\text{Perimetro Punzonante } (B_o) = 4(0.60+0.25) = 3.40 \text{ m}$$

$$\text{Area Punzonante } (A_p) = (0.60 \times 0.25) = 0.15 \text{ m}^2$$

$$\phi V_{ct} = 0.85 * 0.27 * \left(2 + \frac{4}{B_c}\right) * b_o * d * \sqrt{f'_c}$$

$$\phi V_{ct} = 0.85 * 0.27 * 6 * 340 * 25 * \sqrt{280}$$

$$\phi V_{ct} = 195.854 \text{ kg} = 195,854 \text{ ton}$$

$$V_{up} = P_{ui} - (P_d * A_p)$$

$$V_{up} = 19.325 - (11.96 * 0.15)$$

$$V_{up} = 17.53 \text{ ton} \quad \phi V_{ct} > V_{up} \text{ Cumple}$$

Calculo del acero longitudinal.

Datos:

$$B = 250 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$f'_c = 23.52 \text{ T/m}$$

Calculando el área de acero.

$$A_s = \left( \frac{0.85 f'_c}{f_y} * ((b * d) - ((bd)^2 - \frac{M_{ub}}{0.003825 * f'_c})^{\frac{1}{2}}) \right)$$

$$A_s = \frac{0.85 * 280}{4227} * ((250 * 25) - ((250 * 25)^2 - \frac{23,520 * 250}{0.003825 * 280})^{\frac{1}{2}})$$

$$A_s = 25.366 \text{ cm}^2$$

Calculando área de acero mínimo.

$$A_{min} = \left( \frac{14.1}{f_y} \right) * b * d$$

$$A_{min} = \frac{14.1}{4227} * 250 * 25$$

$$A_{min} = 20.848 \text{ cm}^2$$

Calculando el espaciamiento de las varillas.

$$S = A_v / A_s = 5.07 / 12.51$$

$S = 0.40$  se colocara varillas No.8 cada 40 cm.

El armado final de la zapata esta detallado en los planos constructivos del proyecto.

#### 7.3.5.4 DISEÑO DE CIMIENTO CORRIDO

Para el cálculo y diseño del cimiento corrido se toman condiciones similares a las expuestas en el diseño de las zapatas, el resultado es:

Sección transversal = 25cm x 20cm

Refuerzo longitudinal = 3 varillas  $\varnothing 3/8$ "

Refuerzo transversal = estribos  $\varnothing 1/4$ " @ 15cm

Recubrimiento = 7.5cm

### 7.3.6 DISEÑO DE INSTALACIONES HIDRÁULICAS

Las instalaciones hidráulicas detallan la disposición de las aguas dentro de la edificación, contemplan como estarán distribuidas las tuberías de agua potable, también las de drenaje sanitario y pluvial y hacia dónde irán a descargar éstas.

Para realizar dicho diseño, se tomaron datos de la **NORMA TECNICA OBLIGATORIA NICARAGÜENSE**.

#### 7.3.6.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

Se tiene previsto que en promedio el edificio será usado por 320 personas, a razón de una dotación de 150 litros por persona al día. El material a utilizar es tubería de PVC clase 150 de diámetro de 3/4 pulgada.

A continuación se detallan todos los artefactos que se tendrán en las instalaciones así como la dotación para dichos artefactos.

TABLA XVI GASTO DE APARATOS SANITARIOS

Artefacto	Cantidad	Litros/min	Total
Inodoro	6	10	60
Lavamanos	4	8	32
Urinaris	2	6	12
Chorros	2	15	30
			134

Se hace la aclaración que no se tiene pensado hacer instalaciones de agua caliente a los artefactos, por lo tanto se consideró solo el caudal para agua fría.

A continuación se procede a hacer el cálculo del caudal máximo probable en base a la siguiente fórmula.

$$Q_{\text{máximo prob}} = 1.7391 * Q^{0.6891}$$

Donde:

Q = caudal resultante de todos los artefactos.

$$Q_{\text{máximo prob}} = 1.7391 * 134^{0.6891}$$

$$Q_{\text{máximo prob}} = 50,83 \text{ l/m} \equiv 0.85 \text{ l/s}$$

Calculando el caudal máximo probable

Teniendo el caudal máximo probable, se procede a calcular el caudal de día máximo por medio de la fórmula que se detalla a continuación.

$$Q_{\text{diamax}} = \text{dotación} * \text{población} / 86400$$

Donde:

Q día máx. = caudal de día máximo, expresado en L/s

Dotación = cantidad de agua asignada para cada persona, 150 L/persona/día

Población = cantidad de usuarios que espera el edificio, para este caso 320 personas

$$Q_{\text{diamax}} = 150 * 320 / 86400$$

$$Q_{\text{diamax}} = 0,56 \text{ l/s}$$

Posteriormente se procede a calcular el caudal medio diario, suponiendo que se consumirá un 70 por ciento del caudal de día máximo.

$$Q_{\text{medio diario}} = 0.70 * Q_{\text{diamax}}$$

$$Q_{\text{medio diario}} = 0.70 * 0.56$$

$$Q_{\text{medio diario}} = 0.39 \text{ l/s}$$

Teniendo todos los datos anteriores se concluye con el cálculo de la presión inicial con la que entrara el agua al sistema, esta presión se calcula mediante la siguiente formula.

$$P_{\text{inicial}} = Q_{\text{medio diario}} * A_{\text{tuberia}} / 86400$$

$$P_{\text{inicial}} = 0.39 * 285.02 / 86400$$

$$P_{\text{inicial}} = 0.0013 \text{ mca}$$

Para efectos de la velocidad en la tubería, dado que es un edificio de dos niveles el sistema trabajara a presión para subir hasta el segundo nivel, por lo que se tomara la velocidad máxima permitida para el tubo de PVC, 2 metros sobre segundo.

#### 7.3.6.2 DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO

En instalaciones de edificios la demanda del alcantarillado de aguas servidas se determina mediante el tipo y número de artefactos instalados.

Conociendo los valores equivalentes a unidades hidráulicas de los artefactos a instalar, se procede a calcular el caudal de aguas negras, este es un porcentaje del caudal medio diario, como se estableció en el diseño del sistema de agua potable se tiene pensado que se gastara un 70 por ciento del caudal medio diario. Para el cálculo del caudal de aguas negras se estimara un 10 por ciento del agua que entra del sistema de agua potable, es decir un 80 por ciento.

$$Q_{\text{AN}} = 0.80 * Q_{\text{medio diario}}$$

$$Q_{\text{AN}} = 0.80 * 0.39$$

$$Q_{\text{AN}} = 0.312 \text{ l/s}$$

Posteriormente se calcula el caudal máximo instantáneo, este es el valor de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado, y es calculado con la siguiente fórmula.

$$Q_{\maxinst} = M \cdot Q_{AN}$$

Donde:

$$M = \text{coeficiente de Harmon, } M = 1 + 14 / (4 + P, \text{ en miles}^{1/2})$$

Calculando el caudal máximo instantáneo

$$M = 1 + 14 / (4 + P, \text{ en miles}^{1/2})$$

$$M = 1 + 14 / (4 + 0.32^{1/2})$$

$$M = 4.07$$

$$Q_{\maxinst} = 4.07 \cdot 0.312$$

$$Q_{\maxinst} = 1.27 \text{ l/s}$$

Tomando en cuenta que las bajadas del sistema de alcantarillado pluvial, están conectadas al mismo sistema de que descarga al colector principal, contemplando algún evento de lluvias extraordinarias se procede a aumentar el caudal máximo instantáneo en un 50 por ciento.

$$Q_{\maxext} = 1.50 \cdot Q_{\maxinst}$$

$$Q_{\maxext} = 1.50 \cdot 1.27$$

$$Q_{\maxext} = 1.91 \text{ l/s}$$

Por último se procede a verificar la tubería propuesta mediante el cálculo de las velocidades, este se hace con la fórmula siguiente.

$$v = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

Donde:

$$R = \text{radio hidráulico, } R = \frac{A_{\text{tubería}}}{P_m} = \frac{[\pi \cdot (d/2)^2]}{(d/2)} = \pi \cdot d/2$$

S = pendiente, 2%

n = coeficiente de fricción de Manning = 0,009 para PVC.

Para diámetro de 2"

$$v = \frac{(\pi \cdot d/2)^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

$$v = \frac{(\pi \cdot 0,00508/2)^{2/3} \cdot (0,02)^{1/2}}{0,009}$$

$$v = \frac{(\pi \cdot 0,00254)^{2/3} \cdot 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{(0,00797964534)^{2/3} \cdot 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,039932122 \cdot 0,141421356}{0,009}$$

$$v = 0,005647254888 / 0,009$$

$v = 0.63$  m/s, como se puede observar la velocidad es mayor a 0,60 metros sobre segundos, que es la velocidad mínima en tuberías de PVC, pero menor a la velocidad máxima de 3 metros sobre segundo, por lo cual es aceptable dicho valor.

Para diámetro de 4"

$$v = \frac{(\pi * d/2)^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$v = \frac{(\pi * 0,01016/2)^{2/3} * (0,02)^{1/2}}{0,009}$$

$$v = \frac{(\pi * 0,00508)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{(0,01595929)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$v = 1$  m/s, como se puede observar la velocidad es mayor a 0,60 metros por segundo, que es la velocidad mínima en tuberías de PVC, pero menor a la velocidad máxima de 3 metros por segundo, por lo cual es aceptable dicho valor.

Para diámetro de 6"

$$v = \frac{(\pi * d/2)^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$v = \frac{(\pi * 0,01524/2)^{2/3} * (0,02)^{1/2}}{0,009}$$

$$v = \frac{(\pi * 0,00762)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{(0,023938936)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,083062161 * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,011746763}{0,009}$$

$v = 1.31\text{m/s}$ , como se puede observar la velocidad es mayor a 0,60 metros por segundo, que es la velocidad mínima en tuberías de PVC, pero menor a la velocidad máxima de 3 metros por segundo, por lo cual es aceptable dicho valor.

### 7.3.6.3 DISEÑO DEL DRENAJE PLUVIAL

Dicho diseño se encuentra detallado junto al conjunto de planos en el anexo de dicho estudio.

### 7.3.6.4 DISEÑO DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO AGUA POTABLE.

En el proyecto de cualquier sistema de abastecimiento de agua potable, 1deben de diseñarse los tanques que sean necesarios para el almacenamiento, de tal manera que éstos sean todo el tiempo capaces de suplir las máximas demandas que se presenten durante la vida útil del sistema, además que también mantengan las reservas suficientes para hacerles frente, tanto a los casos de interrupciones en el suministro de energía, como en los casos de daños que sufran las líneas de conducción o de cualquier otro elemento.

**Capacidad** = Vol. Compensador + Reserva para eventualidades y emergencias  
+ Reserva para combatir incendios

Dónde:

Vol. Compensador = (Consumo diario) 25%

Reserva para eventualidades y emergencias = (Consumo diario) 15%

Reserva para combatir incendios = 2 horas de Almacenamiento.

Consumo Promedio Diario =  $Q_{\text{promedio}} \cdot (6 \text{ horas})$ ; Tiempo de funcionamiento diario del edificio.

Consumo Promedio Diario =  $(0.39) (21,600) = 8424 \text{ lt}$

Vol. Compensador =  $(8424) 25\% = 2,106 \text{ lt}$

Reserva para eventualidades y emergencias =  $(8424) 15\% = 1263,6 \text{ lt}$

Reserva para combatir incendios =  $(0.39) (7,200) = 2,808 \text{ lt}$

**Capacidad** =  $2,106 + 1,263.6 + 2,808 = 6177,6 \text{ lt}$

**NOTA:** Se debe acoplar la capacidad requerida a una capacidad disponible en el mercado, manteniendo como referente primordialmente que dicha capacidad comercial no sea menor que la capacidad requerida.

### 7.3.7 DISEÑO DE INSTALACIONES ELÉCTRICAS.

Las instalaciones eléctricas son esenciales en las edificaciones, para el apoyo visual en los actividades educativas, se dividen en iluminación y fuerza, a continuación se detallaran la distribución de los circuitos a utilizar.

La ejecución de las distintas actividades educativas requiere de un determinado nivel de iluminación en todas las áreas del espacio, el cual se analiza en función de la intensidad, brillo y distribución de la luz.

TABLA XVII REQUERIMIENTO DE ILUMINACIÓN EN EDIFICIOS.

Tipo De Recinto	Iluminancia Lux	Tipo de Recinto	Iluminancia Lux
Residencias: Cocinas y superficies de trabajo Vestíbulo y halls Cuartos de estar Escaleras Comedores Dormitorios Cabeceras de cama	700 100 150 100-200 150-300 100 300 -400	Hoteles: Cuartos de baño En el espejo Dormitorios, general Tocador Vestíbulo Recepción	150 300 -500 100 300 - 500 300 500
Oficinas: Trabajo normal Uso de archivos Contabilidad Salas de dibujo Secretarias Espera Ascensores	400-600 800-1000 800-1000 1500 500 - 600 200 - 400 150 - 200	Hospitales: Habitaciones,general Salas consulta Mesas reconocimiento Salas Urgencia Salas Operaciones	100-200 200 1000 1000 25000
		Restaurantes: Comedores tipo íntimos Comedores de tipo general	100 200 100

Fuente: Criterio normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales versión corregida del 2008.

### 7.3.7.1 CÁLCULO DE ILUMINACIÓN.

Estos factores sirven de guía para el diseño de ventanas y de la cantidad de lámparas. Se distribuyeron 3 circuitos de iluminación en el primer y 5 para segundo nivel, las lámparas serán de neón de 40 watts cada candela, cada circuito está integrado por 12 lámparas. La potencia unitaria de cada lámpara es de 40 watts. El amperaje está dado por: Amperaje: Watts/Voltajes.

Se distribuyen en dos líneas las cuales estarán identificadas con L1 y L2, esto se hace para que la distribución en el tablero de alimentación este balanceado.

Cabe mencionar que la diferencia de amperios entre las líneas 1 y 2, no deber sobrepasar a las 12 unidades, esto se lograr observar cuando ya se tenga la distribución de los circuitos de fuerza.

La potencia se divide dentro de 120 voltios ya que es el tipo de instalación monofásica que se tiene del servicio eléctrico.

El cable que se usara en los circuitos de iluminación será de calibre No. 12, y se instalaran breakers de 1x20 amperios.

La tabla de la distribución de los circuitos de iluminación se detalla en los planos eléctricos.

### 7.3.7.2 CÁLCULO DE FUERZA.

Cada tomacorriente se asumió con un consumo de 360 watts ya que no se tiene la certeza de lo que será conectado exactamente en el tomacorriente.

Al igual que en los circuitos de iluminación se tiene como margen de seguridad un máximo de 5 tomacorrientes por circuito de 20 amperios.

La tabla de la distribución de los circuitos de fuerza se detalla en los planos eléctricos.

## VIII CONCLUSIONES.

De acuerdo con los estudios realizados en el proceso de análisis y diferentes diseños técnicos de la edificación escolar rigiéndonos bajo los diferentes códigos de construcción como: RNC-07, NIC-2000, ACI-318-05.

Se garantizó de forma técnica y funcional los diseños técnicos de la edificación como por ejemplo: un perfecto comportamiento resistente ante cualquier evento sísmico en condiciones normales, al igual que las áreas de diseño Hidrosanitario, se calcularon pensando en la demanda estudiantil ambientada a un espacio con modernas instalaciones y garantizando un correcto funcionamiento. De igual manera con las instalaciones eléctricas aprovechando al máximo la iluminación natural ahorrando costos energéticos innecesarios.

De acuerdo con el análisis de los marco dúctil critico a través del software sap2000 con lo calculado a mano por el método de kani se observan que las cargas que se aplicaron afectan al edificio escolar, existen un porcentaje de precisión más acertado el sap2000 entre  $\pm 30\%$ .

Con respecto a los documentos de obras se realizaron consideraciones para realizar la construcción adecuadamente, proporcionando de forma comprensible los planos y especificaciones técnicas para la ejecución de dicho colegio.

## IX. RECOMENDACIONES.

A la Municipalidad del Sauce, Departamento de León.

- Garantizar la calidad de los materiales que se especifican en los planos, para esto deberán ser sometidos a una serie de pruebas y cuidados con el fin de que los materiales cumplan con lo establecido.
- Garantizar la supervisión técnica de las obras a través de un profesional de la Ingeniería civil, para que se cumpla lo establecido en los planos y especificaciones técnicas.
- Actualizar los presupuestos realizados al momento de llevar a cabo el proyecto, ya que, debe tomarse en cuenta el tipo de cambio y las circunstancias bajo las cuales se vaya a proceder con el proyecto.
- Realizar un diagnóstico estructural más detallado con equipos especializados.
- Comparar el análisis estructural del edificio a través del método kani y con el software sap2000 se identificó que método es más conveniente para este colegio de dos planta es analizar por el programa de computadora.

## X BIBLIOGRAFÍA.

- SamPieri. H: **Metodología de la Investigación**, México, MCGRAW-HILL, 2ª ed., 1997, p.p. 26.
- Martínez Espinosa, Pablo Fernández: **Reglamento Nacional de la Construcción**, Nicaragua, La Gaceta, 2ª ed., 2007.
- Braja,M.: **Principios de Ingeniería y cimentación**, México, INTERNACIONAL THOMSON, 4ª ed., 2006, p.p. 45.
- McCormac, Jack: **Diseño de Concreto Reforzado**, México, MC. Grill, 4ª ed., 2002, p.p. 71.
- Wight K., James: **Instituto Americana de Concreto**, USA, FARMINGTON HILLS, 3ª ed., 2008.
- Código de Instalaciones Eléctricas de Nicaragua.
- Normas y Criterios para el Diseño de Establecimientos Escolares (MINED).

### Web grafía.

- Aguirre, Carlos, Terremoto de Chile 2010, Recuperado el 23 de marzo de 2010, de <http://www.estrellaconce.cl/>.
- ALVARO RIVERA & ASOCIADOS. Estándares para el planeamiento, **Diseño y Especificación de Construcciones Escolares**” Recuperado el 27 de Marzo de 2011, de <http://www.Manualespdf.com>.
- González Longartt, Roberto.(s.f.). Instalaciones Eléctricas, Versión 2. Recuperado el 01 de abril del 2011, de <http://www.uclm.es/area/gsee/Archivos%2520Pag-web/docencia/tecno/ct.pdf>
- Empresa Mixta de Agua, S.A. (s.f.). Normas para las Instalaciones de Abastecimiento y Saneamiento en Edificios y Urbanizaciones. Recuperado el 01 de abril de 2011, de <http://emanasa.es/cliente/descargas/104Normas%2520Tecnicas%2520Instaciones%2520abastecimiento%2520y%2520saneamiento%2520en%2520edificio%2520y%2520urbanizaciones.pdf>

## XI Anexos.

11.1 A CONTINUACIÓN SE ILUSTRARA CON FOTOS DEL ESTADO ACTUAL DEL COLEGIO.

Paredes.



MARCOS ESTRUCTURALES Y UNIONES.



PAREDES EXISTENTES.



## SERVICIOS SANITARIOS.



SISTEMA DE TECHO Y CANCHA MULTIUSO.

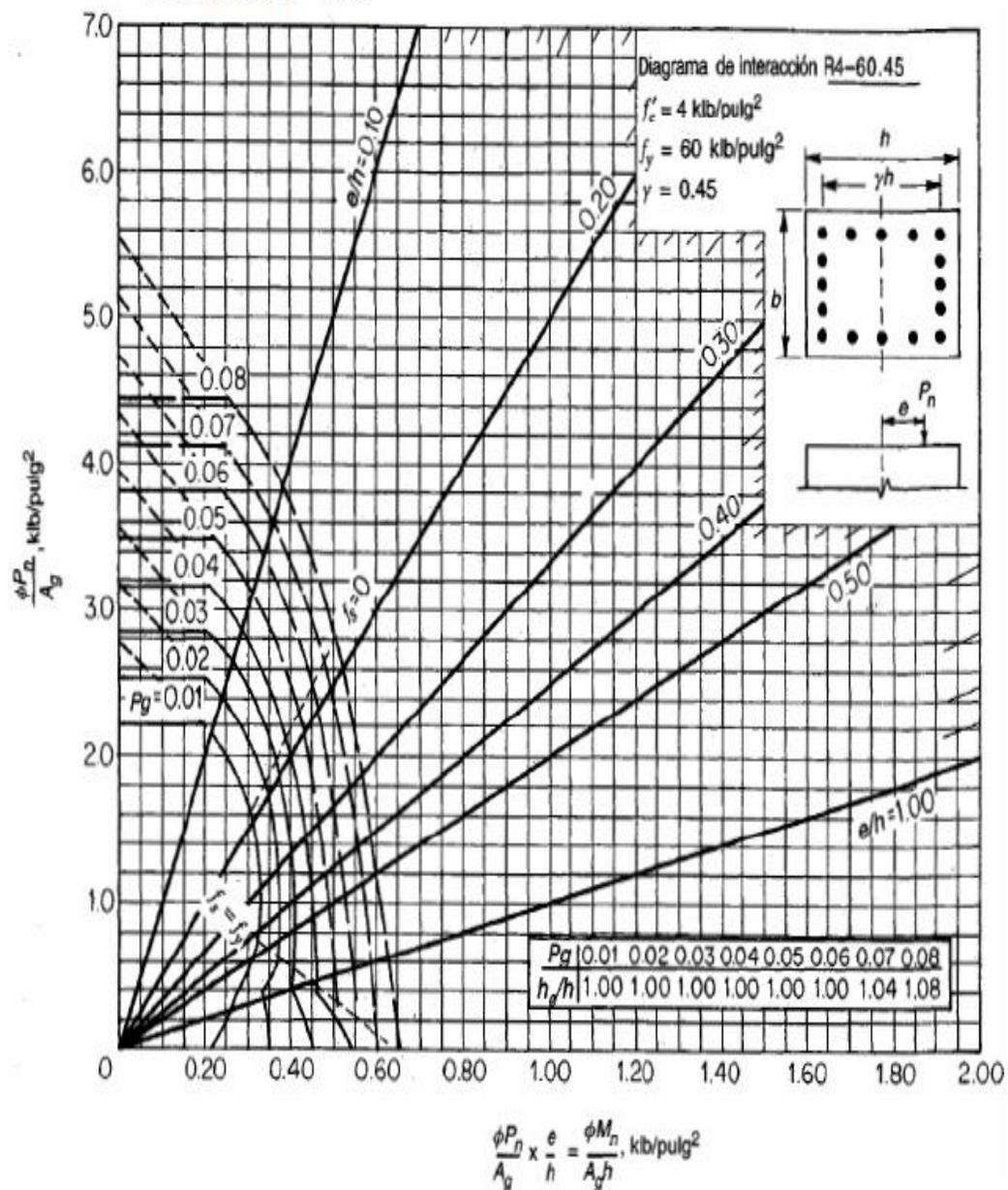


UNICO SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL.



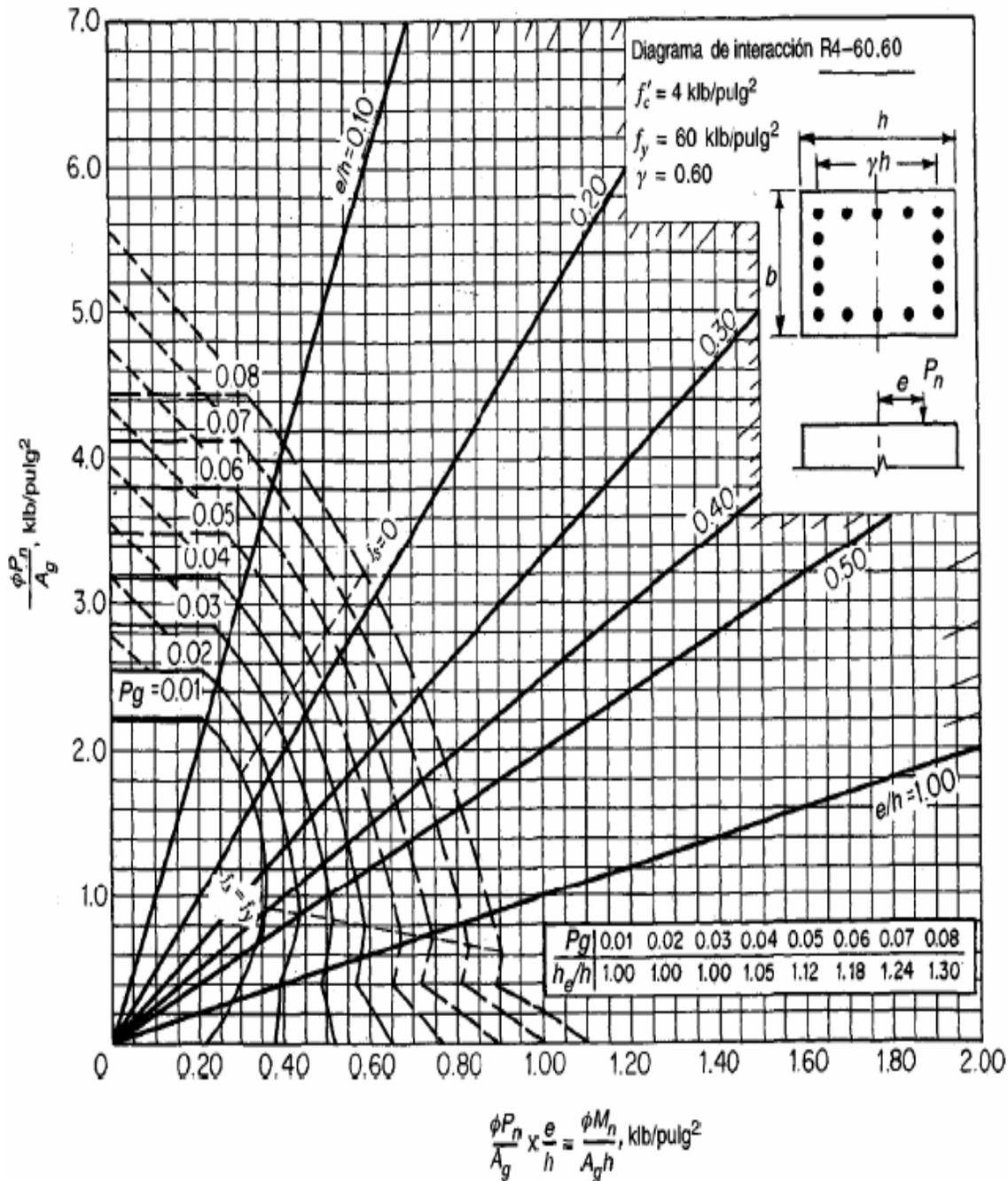
11.2 TABLA DE INTERPOLACIÓN DE COLUMNAS.

Figura 101 Diagrama de interacción para columna rectangular con barras en las cuatro caras y con  $\gamma = 0.45$



Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructura de concreto, Pág. 695

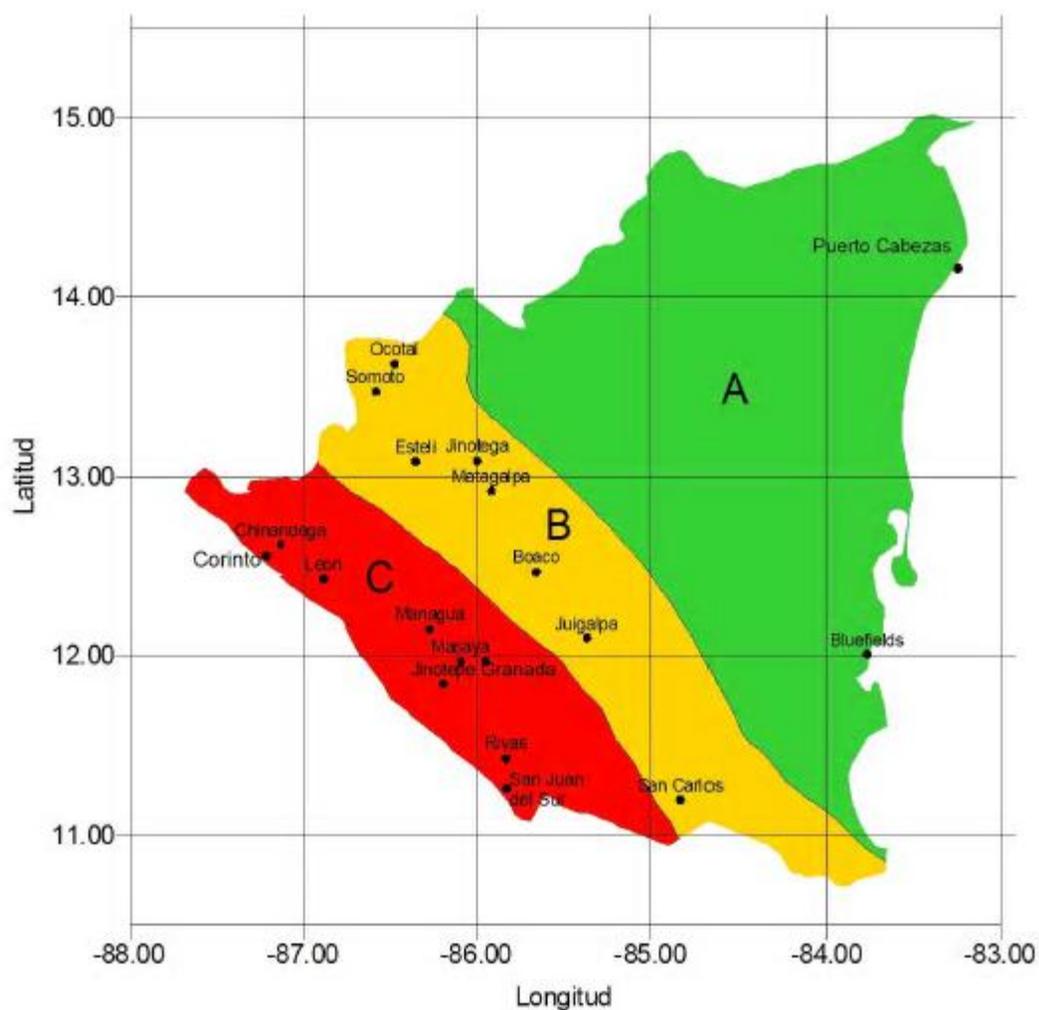
Figura 102 Diagrama de interacción para columna rectangular con barras en las cuatro caras y con  $\gamma = 0.60$



Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructura de concreto, Pág. 696

## 11.3 ZONAS SÍSMICAS DE NICARAGUA

NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A SISMO / RNC-07-21

**FIGURA 2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE NICARAGUA**

El valor de  $a_g$  para estructuras del grupo B y C en las ciudades dentro de la zona A el valor  $a_g$  es 0.1, en la zona B el valor sería 0.2 y en la zona C el valor es 0.3 (ver Figura 2) ó Anexo D.

## 11.4 DOCUMENTOS DE OBRA.

### 11.4.1 ESPECIFICACIONES TECNICAS.

#### **Preliminares.**

- ✓ La limpieza se debe realizar únicamente donde se ejecutara el proyecto con el objetivo de no causar un daño al medio ambiente existente dentro del colegio evitando al máximo una contaminación o alteración del área verde.
  
- ✓ Garantizar la señalización en todo momento el lugar de trabajo (rutas de evacuación, cintas de precaución, rótulos, normas de seguridad e higiene).

#### **FUNDACIONES**

- ✓ EXCAVACIÓN ESTRUCTURAL

Excavación en fundaciones.

- ✓ RELLENO Y COMPACTACIÓN

Relleno y Compactación (manual)

- ✓ CONCRETO

## ESTRUCTURAS DE CONCRETO

### ✓ ACERO DE REFUERZO

- El acero de refuerzo deberá tener un punto de fluencia de  $f_y = 2800$  kg/cm<sup>2</sup> y  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>
  
- Deberá ser varillas corrugadas (ASTM 615\82), excepto la número 2 y 3 que debe ser lisa
  
- Deberá estar libre de grasa, lodo, pintura, oxidación excesiva o cualquier otro material que perjudique la adherencia con el concreto
  
- Deberá tener los siguientes recubrimientos mínimos de concreto:
  - a. Cuando la grasa del elemento es colada directamente contra el suelo: 7.50cms
  
  - b. Cuando se use formaleta, pero debe permanecer en contacto el suelo: 5.00cms
  
  - c. No expuesta al intemperismo: 2.5cms

- Deberá estar soportado para evitar desplazamientos provocados por cargas de construcción o durante el colado del concreto.

- Los traslapes mínimos serán como sigue:

- Varilla No 2 y 3 : 30 cms
- Varilla No 4 : 40 cms
- Varilla No 8 : 80 cms
- Varilla No 9 : 90 cms
- Varilla No 10 :100 cms
- Nota para las varillas mayor de No. 8 estas deberán estar soldadas sus traslapes.

#### ✓ FORMALETAS

- Deberán ajustarse a las dimensiones y formas de los elementos según los planos, deberán ser lo suficientemente impermeables y resistentes para evitar deformaciones, las caras laterales de vigas y columnas que no carguen peso, podrán removerse después de 24 horas, para vigas aéreas y dinteles se efectuará el retiro de la formaleta inferior y los puntuales después de los 21 días

#### ✓ CONCRETO

- Tendrá una resistencia a la compresión  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  (3000 psi) y  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$  (4000 psi) a los 28 días según el elemento estructural presente en planos.

- La Dosificación en volumen será determinada según laboratorio de material calificado

- El cemento a usarse será Portland tipo 1, que cumpla con las especificaciones ASTM C-150
  
- Los agregados (arena y grava) deberán estar bien graduados y limpios de tierra, grasa, o cualquier otro material que pueda perjudicar la calidad del concreto. El agua deberá ser potable
  
- Mezcla: La mezcla se hará con equipo mecánico inicialmente en seco hasta que tenga aspecto uniforme y agregando después el agua hasta obtener un producto homogéneo y cuidando que durante la operación no se mezcle tierra ni impureza alguna
  
- Colado del concreto: Se hará de manera que no se segreguen sus componentes, una vez colado se compactará para que cubra bien el acero de refuerzo y no queden huecos ni ratoneras

## **MAMPOSTERÍA**

### ✓ BLOQUES DE CEMENTO

Pared de bloque de cemento de 6"x8"x16"

### ✓ OTRO TIPO DE PAREDES

Pared de Durock de 1/2" dos caras, con estructura metálica de aluminio cal. 22 Y 20 de 3 5/8".

Pared de Durock de 1/2" una cara, con estructura metálica de Aluminio cal. 22 y 20 de 3 5/8".

## **ACABADOS**

- ✓ PIQUETEO

Piqueteo total en Concreto Fresco

- ✓ REPELLO CORRIENTE

Repello Corriente en jambas, vigas y columnas.

- ✓ FINO ARENILLADO

Fino Arenillado en jambas vigas y columnas.

## **CIELOS RASOS**

### **CIELO FALSO**

Instalación de Cielo con Gypsum regular 4' x 8' x 6mm Pintado en blanco, con Estructura Metálica esmaltada blanca.

## **PISOS**

- ✓ CASCOTE

Cascote de piso de 2" de espesor , de 2500 psi

- ✓ Ladrillo terrazo moderno fondo blanco dimensiones 33 x 33 cm y ladrillo terrazo de igual dimensión antideslizante código 3320(Monostratto collection.)

## PUERTAS

### ✓ PUERTAS DE PLYWOOD

Pta. Plyw. de 1/4" de 0,90 x 2.10m con Marco de madera, herrajes y molduras a ambos lados. Incluye pulido y pintura.

Pta. Plyw. de 1/4" de 0.70x2.10 m, con Marco de madera,herrajes y molduras a ambos lados.Incluye pulido y pintura.

### ✓ HERRAJES

Cerradura de Parche de doble accion

Cerraduras de pelota doble Llave tipo cromo satinado

Cerraduras de Pelota Llave y Botón

Cerraduras de Pelota de pase

Haladeras metalicas

Tope de Puerta.

## VENTANAS

### ✓ VENTANAS DE ALUM. Y VIDRIO

Vent. de Alum. y Vidrio de Paletas.

## OBRAS SANITARIAS

### ✓ OBRAS CIVILES

Excavacion y Relleno

✓ TUBERÍA Y ACCESOR. DE AGUAS NEGRAS

Tubería PVC de 2" SDR-41 con accesorio

Tubería PVC SDR-41- 1 1/2 "- para ventilacion, con acc.

Drenaje de de piso de 2" ( Helvex.342-R)

Caja de Registro .80m x.80m altura variable.

Tubería PVC de 4" SDR-41 con accesorio

✓ TUBERÍA Y ACCESOR. DE AGUA POTABLE

Tubería de PVC 1/2" SDR-13.5 con Accesorios

Tubería PVC SDR-17 de 3/4" con Accesorios

Llave de pase de valvula de 3/4 de bronce con tubo de protección de 6"PVC con tapa

✓ APARATOS SANITARIOS

Instalación de Lavamanos american standard modelo embajador y sus accesorios color blanco.

Instalación de Inodoro marca american estándar modelo flo wise color blanco y sus accesorios.

✓ ACCESORIOS SANITARIOS

Grifo cromado para lavamano american estándar modelo colonial tipo modo comando código 2175.505 IN.002 o similar.

Jabonera de acero inoxidable modelo B-680 bobrick o similar

Portarrollo Metalico

Ducha y llaves de ducha Modelo Campana PF Price Fisher 013CS VC

Lavalampazos de concreto prefabricado.con trampa 2" de PVC

## **ELECTRICIDAD**

### ✓ CANALIZACIÓN

Tuberia cond. PVC 0 1/2" con Acc.

.

Cajas conduit UL 4x4x1 1/ con Acc

Cajas conduit UL 2x4x1 1/ con Acc

### ✓ ALAMBRADOS

Alambre AWG #14 THHN

Alambre AWG #12 THHN

Alambre AWG #10 THHN

Alambre AWG #6 THHN

Alambre AWG #4 THHN

Cable TSJ 3 x 14

Luminaria Fluorescente tipo: 200EO-48-1 1X32 W 120V 60HZ

Luminaria electronica Mod YD-315//B MONTERROSO de 2x26 W  
120V 60HZ TECNO LITE o similar aprobado.

Abanico tipo industrial de 56" mod 78127 con su control de 5  
velocidades marca westinehouse y/o similar.

Apagador sencillo

Toma corriente doble polarizado de 20 AMP.

Panel electrico de 12 espacios barra de 125 amp con main integrado y  
breakers derivados.

Panel electrico Cuttler Hammer o similar de 16 espacios con main  
integrado de 2 x 100, con barra de neutro y polaridad de 125 A.

Varilla de cobre polo a tierra

Acometida monofasica de media tension con sus postes estructuras  
retenidas y gestion con Union Fenosa.

Suministro e instalación de postes de 30 pies p/ luminaria

Sistema de red de tierra tipo pata de ganso con tres varillas de 5/8" x 10'  
con cable 2/0 AWG y soldadura exotérmica

Generador monofásico de 25 KVA con su transfer manual y caseta de protección.

### **OBRAS EXTERIORES.**

#### ✓ ACERAS Y ANDENES

Andenes de Concreto de 2500 psi , de 2" de espesor con dientes y bordillo indicados en plano. con acabado arenillado integral y sisas a cada 1.20 m.

Mejoramiento de suelo bajo andén en un espesor de 0,15 m con material selecto del Banco de cofradía.

#### ✓ DRENAJES PLUVIALES

Canal Pluvial de sección circular de 4" sdr-41 con desagüe a drenaje pluvial existente de la cancha multiuso.

### **PINTURA**

#### ✓ PINTURA CORRIENTE

Pintura de Aceite en paredes de Bloque.

## 11.4.2 PRESUPUESTO PRELIMINAR.

<b>PROYECTO: REEMPLAZO DEL INSTITUTO CATÓLICO "NUESTRO SEÑOR DE MILAGROS"</b>					
NOMBRE DEL PROYECTO: REEMPLAZO DEL INSTITUTO CATOLICO "NUESTRO SEÑOR DE MILAGROS"					
FECHA ELABORACION: 18 DE NOVIEMBRE DEL 2013.					
No	DESCRIPCION	U/M	CANTIDAD	C. U.	TOTAL
<b>EDIFICIO INSTITUTO CATOLICO</b>					<b>C\$ 13,247,608.84</b>
<b>010</b>	<b>PRELIMINARES</b>				<b>C\$ 35,648.45</b>
01	Limpieza inicial	m <sup>2</sup>	330.00	C\$ 26.38	C\$ 8,703.75
02	Trazo y nivelacion	m <sup>2</sup>	330.00	C\$ 40.09	C\$ 13,229.70
03	Construcciones temporales	Glb	0.00	C\$ 192,233.64	C\$ 0.00
04	Rótulo del Proyecto, ver planos.	c/u	1.00	C\$ 13,715.00	C\$ 13,715.00
05	Botar arboles	c/u	0.00	C\$ 2,110.00	C\$ 0.00
<b>020</b>	<b>FUNDACIONES</b>				<b>C\$ 1,484,358.10</b>
01	Excavacion Estructural	m <sup>3</sup>	316.78	C\$ 144.94	C\$ 45,913.37
02	Relleno y compactación de suelo p/fundaciones al 95% del PROCTOR Standard,	m <sup>3</sup>	218.30	C\$ 331.69	C\$ 72,409.69
03	Botar tierra sobrante de excavación a 5 km de distancia	m <sup>3</sup>	128.02	C\$ 126.60	C\$ 16,207.84
04	Acero de refuerzo de fundaciones	Kg	8,099.46	C\$ 94.93	C\$ 768,872.83
05	Formaletas de fundaciones (área de contacto), incluye	m <sup>2</sup>	103.68	C\$ 245.49	C\$ 25,452.19
06	Concreto estructural 3000 psi	m <sup>3</sup>	5.80	C\$ 4,369.56	C\$ 25,343.43
07	Concreto estructural 4000 psi	m <sup>3</sup>	90.40	C\$ 5,826.08	C\$ 526,677.25
08	Pruebas de compresión del concreto según E.T.	c/u	3.00	C\$ 1,160.50	C\$ 3,481.50
<b>030</b>	<b>ESTRUCTURAS DE CONCRETO</b>				<b>C\$ 8,003,547.86</b>
01	Acero de refuerzo y amarre	Kg	36,608.00	C\$ 94.93	C\$ 3475,157.17
02	Formaleta de elementos estructurales, vigas y columnas de	m <sup>2</sup>	920.73	C\$ 245.49	C\$ 226,028.12
03	Concreto estructural 3000 psi	m <sup>3</sup>	31.32	C\$ 4,369.56	C\$ 136,854.52
04	Concreto estructural 4000 psi	m <sup>3</sup>	127.68	C\$ 5,826.08	C\$ 743,873.35
05	Losa de Concreto (Troquelada) según E.T.	m <sup>2</sup>	726.00	C\$ 4,708.20	C\$ 3418,153.20
06	Pruebas de compresión del concreto según E.T.	c/u	3.00	C\$ 1,160.50	C\$ 3,481.50
<b>040</b>	<b>MAMPOSTERIA</b>				<b>C\$ 567,021.63</b>
01	Pared de bloque certificado de 6"x8"x16". Cisado a ambos lados	m <sup>2</sup>	832.02	C\$ 681.50	C\$ 567,021.63
<b>050</b>	<b>DRENAJE PLUVIAL</b>				<b>C\$ ,13,554.04</b>
1	Canales PVC alto caudal de 6" de ancho, incluye accesorios (gasas, tapas, uniones. etc.) e instalación.	ml	38.86	C\$ 313.97	C\$ 12,200.80
2	Bajante PVC, tubo de 4" (incluye instalación, accesorios y bridas de sujeción de pvc).	ml	6.35	C\$ 213.11	C\$ 1,353.25
<b>060</b>	<b>ACABADOS</b>				<b>C\$ ,215,893.68</b>
01	Piqueteo de columnas y viga	m <sup>2</sup>	782.86	C\$ 22.58	C\$ 17,674.54
02	Repello corriente	m <sup>2</sup>	729.00	C\$ 126.60	C\$ 92,291.40
03	Repello en jambas	m <sup>2</sup>	53.86	C\$ 126.60	C\$ 6,818.17
04	Fino corriente con arenilla	m <sup>2</sup>	729.00	C\$ 126.60	C\$ 92,291.40
05	Fino en jambas	m <sup>2</sup>	53.86	C\$ 126.60	C\$ 6,818.17

<b>070</b>	<b>CIELOS</b>				<b>C\$ 291,007.50</b>
01	Cielo raso de Gypsum Reg	m <sup>2</sup>	588.12	C\$ 351.50	C\$ 206,724.18
02	Cielo raso durock con acabados tiset	m <sup>2</sup>	54.15	C\$ 401.90	C\$ 21,763.11
03	Alero cielo raso de Gypsum MR	m <sup>2</sup>	155.56	C\$ 401.90	C\$ 62,520.21
<b>080</b>	<b>PISOS</b>				<b>C\$ ,569,572.12</b>
01	Conformación manual, Ver E.T. y planos.	m <sup>2</sup>	294.06	C\$ 101.52	C\$ 29,853.75
02	Cascote de piso 2500psi, espesor de 2"	m <sup>2</sup>	77.80	C\$ 158.55	C\$ 12,335.20
03	Ladrillo terrazo moderno fondo blanco dimensiones 33 x 33	m <sup>2</sup>	588.12	C\$ 659.88	C\$ 388,086.35
04	Ladrillo terrazo moderno fondo blanco antideslizante dimensiones 33 x 33 codigo 3320 (Monostratto Collection).	m <sup>2</sup>	155.56	C\$ 659.88	C\$ 102,650.33
05	Rodapie de terrazo moderno, ver planos y E.T	ml	77.32	C\$ 473.96	C\$ 36,646.49
<b>090</b>	<b>PARTICIONES</b>				<b>C\$ 6,898.75</b>
01	Particion de Durock con acabado tipo tinssets	m <sup>2</sup>	7.94	C\$ 868.86	C\$ 6,898.75
<b>100</b>	<b>PUERTAS</b>				<b>C\$ ,274,603.74</b>
01	Puerta de plywood sencilla (P/2) con marco y herrajes. Ver planos	c/u	6.00	C\$ 7,450.49	C\$ 44,702.94
02	Puerta de plywood sencilla (P/1) con marco y herrajes. Ver planos y E.T.	c/u	24.00	C\$ 9,579.20	C\$ 229,900.80
<b>101</b>	<b>VENTANAS</b>				<b>C\$ 53,445.33</b>
01	Ventanas de aluminio y vidrio tipo celosia de 5mm transparente	m <sup>2</sup>	49.14	C\$ 1,087.68	C\$ 53,445.33
<b>102</b>	<b>OBRAS METALICAS</b>				<b>C\$ 239,046.89</b>
01	Verjas metálicas	m <sup>2</sup>	38.68	C\$ 1,330.76	C\$ 51,473.80
02	Torre metálica para tanque de almacenamiento de agua potable	Glb	1.00	C\$ 58,710.00	C\$ 58,710.00
03	Escalera metalica para acceder a losa	c/u	1.00	C\$ 128,863.09	C\$ 128,863.09
	<b>OBRAS SANITARIAS</b>				<b>C\$ ,190,432.74</b>
<b>103</b>	<b>AGUA POTABLE</b>				<b>C\$ 70,124.24</b>
01	Obras civiles, incluye excavación mortero de proyección, relleno y	ml	18.00	C\$ 305.95	C\$ 5,507.10
02	Tubo PVC de 2"	ml	12.00	C\$ 293.51	C\$ 3,522.12
03	Tubo PVC de 1 1/2"	ml	24.00	C\$ 248.46	C\$ 5,963.04
04	Tubo PVC de 3/4"	ml	36.00	C\$ 197.30	C\$ 7,102.81
05	Tubo PVC de 1/2"	ml	40.00	C\$ 181.75	C\$ 7,270.00
06	Valvula de pase de 1/2"	c/u	1.00	C\$ 353.34	C\$ 353.34
07	Valvula de pase de 3/4	c/u	1.00	C\$ 403.16	C\$ 403.16
08	Tangue PVC de 10,000 lts	c/u	1.00	C\$ 40,002.67	C\$ 40,002.67
<b>104</b>	<b>AGUAS NEGRAS</b>				<b>C\$ 61,749.83</b>
01	Obras civiles, incluye excavación mortero de proyección, relleno y	ml	40.00	C\$ 385.37	C\$ 15,414.83
02	Tubo PVC y accesorios de 4"	ml	40.00	C\$ 461.37	C\$ 18,454.80
03	Tubo PVC de 1 1/2" ventilacion	ml	24.00	C\$ 257.85	C\$ 6,188.40
04	Caja de registro Sanitaria de 0,80x0,80 y altura variable..	c/u	4.00	C\$ 4,040.92	C\$ 16,163.68
05	Boca de limpieza de 4	c/u	2.00	C\$ 691.02	C\$ 1,382.03
06	Drenaje de piso d=2", Ver E.T. y planos	c/u	6.00	C\$ 691.02	C\$ 4,146.09
<b>105</b>	<b>APARATOS SANITARIOS Y ACCESORIOS</b>				<b>C\$ 58,558.67</b>
01	Inodoro de porcelana American Estándar Flo wise color blanco	c/u	6.00	C\$ 5,648.77	C\$ 33,892.62
02	Instalación de Lavamanos de porcelana American Standard Modelo Embajador con accesorios o similar.	c/u	4.00	C\$ 3,384.96	C\$ 13,539.84
03	Grifo cromado para lavamanos American Stanadard Modelo Colony Tipo monocomando código 2175.505IN.002 o similar.	c/u	4.00	C\$ 1,639.59	C\$ 6,558.36
04	Instalacion de Jabonera de acero inoxidable Modelo B-680 Bobrick o similar, ver E.T.	c/u	4.00	C\$ 526.25	C\$ 2,105.00
05	Instalacion de Porta Rollo de acero inoxidable Modelo B-685 Marca Bobrick o similar.	c/u	6.00	C\$ 410.48	C\$ 2,462.85

<b>106</b>	<b>ELECTRICIDAD</b>				<b>C\$ ,854,399.19</b>
01	Obras civiles, incluye excavación mortero de proyección, relleno y	Glb	1.00	C\$ 10,336.25	C\$ 10,336.25
02	Canalización Conduit pvc de 1/2" incluye accesorios	ml	553.60	C\$ 36.98	C\$ 20,470.98
03	Caja EMT pesada UL de 4"x 4" x 1 1/2" con tapa ciega, según	c/u	82.00	C\$ 97.94	C\$ 8,031.40
04	Caja EMT pesada UL de 2"x 4" x 1 1/2", según planos.	c/u	50.00	C\$ 105.58	C\$ 5,278.99
05	Canalización de 1 1/2" Conduit pvc incluye accesorios	ml	49.00	C\$ 110.03	C\$ 5,391.29
06	Alambre # 12 THHN	ml	1,675.80	C\$ 20.42	C\$ 34,215.24
07	Alambre #14 THHN	ml	1,675.80	C\$ 12.93	C\$ 21,669.65
08	Alambre #6 THHN	ml	9.00	C\$ 137.70	C\$ 1,239.33
09	Alambre # 4 THHN	ml	40.00	C\$ 203.04	C\$ 8,121.53
10	Alambre # 1/0 THHN	ml	49.00	C\$ 202.13	C\$ 9,904.41
11	Cable electrico TSJ 3 x 12 para bajantes	ml	180.00	C\$ 110.71	C\$ 19,927.24
12	Luminaria Fluorescente tipo: 200EO-48-1 1X32 W 120V 60HZ	c/u	22.00	C\$ 937.64	C\$ 20,628.11
13	Luminaria electronica Mod YD-315//B MONTERROSO de 2x26	c/u	40.00	C\$ 1,826.06	C\$ 73,042.48
14	Abanico tipo industrial de 56" mod 78127 con su control de 5	c/u	20.00	C\$ 2,298.58	C\$ 45,971.50
15	Apagador sencillo	c/u	48.00	C\$ 196.23	C\$ 9,419.16
16	Toma corriente doble polarizado de 20 AMP.	c/u	20.00	C\$ 994.09	C\$ 19,881.87
17	Panel electrico de 12 espacios barra de 125 amp con main	c/u	1.00	C\$ 6,639.47	C\$ 6,639.47
18	Panel electrico Cuttler Hammer o similar de 16 espacios con	c/u	1.00	C\$ 15,316.12	C\$ 15,316.12
19	Varilla de cobre polo a tierra	c/u	1.00	C\$ 3,332.55	C\$ 3,332.55
20	Acometida monofasica de media tension con sus postes	ml	49.00	C\$ 2,280.83	C\$ 111,760.90
21	Suministro e instalacion de postes de 30 pies p/ luminaria	c/u	1.00	C\$ 8,085.46	C\$ 8,085.46
22	Sistema de red de tierra tipo pata de ganso con tres varillas de	Glb	1.00	C\$ 31,156.74	C\$ 31,156.74
23	Generador monofasico de 25 KVA con su transfer manual y caseta de proteccion.	Glb	1.00	C\$ 364,578.51	C\$ 364,578.51
<b>107</b>	<b>OBRAS EXTERIORES</b>				<b>C\$ ,45,683.26</b>
01	Anden de concreto	m <sup>2</sup>	77.80	C\$ 355.60	C\$ 27,665.55
02	Rampa de concreto de 2500 psi y t=2".	m <sup>2</sup>	10.00	C\$ 426.81	C\$ 4,268.11
03	Tuberia pluvial de 8"	ml	20.00	C\$ 687.48	C\$ 13,749.60
<b>108</b>	<b>PINTURAS</b>				<b>C\$ 389,420.57</b>
01	Pintura de paredes internas látex mate Clinic and Home o similar	m <sup>2</sup>	1,902.90	C\$ 113.79	C\$ 216,535.59
02	Pintura de paredes externas High Standard látex Satinada o similar incluye dos manos de sellador para concreto, Ver E.T. y planos.	m <sup>2</sup>	654.39	C\$ 126.45	C\$ 82,748.82
03	Pintura de puertas Madetec Barniz 3 en 1 color Cedro código MD9608, Ver E.T. y planos.	m <sup>2</sup>	54.18	C\$ 126.45	C\$ 6,851.19
04	Pintura de cielo falso incluye una mano de sellador y 2 manos de látex Standard, Ver E.T. y planos.	m <sup>2</sup>	743.68	C\$ 105.35	C\$ 78,348.40
05	Pintura en Fascia incluye una mano de sellador para concreto y 2 manos de látex satinada, Ver E.T. y planos.	ml	38.91	C\$ 105.37	C\$ 4,099.94
	Pintura en particiones de tabla yeso y durock	m <sup>2</sup>	7.94	C\$ 105.37	C\$ 836.64
<b>109</b>	<b>LIMPIEZA FINAL Y DESALOJO</b>				<b>C\$ 13,075.00</b>
01	Limpieza final y desalojo (incluye limpieza de ventanas, pisos,	m <sup>2</sup>	330.00	C\$ 15.90	C\$ 5,247.00
02	Placa conmemorativa de 0.65 x 0.75 mt Ver E.T. y planos	c/u	1.00	C\$ 7,828.00	C\$ 7,828.00
	<b>TOTAL DE DIRECTOS</b>				<b>C\$ 13,247,608.84</b>
	<b>TOTAL INDIRECTO</b>				<b>C\$ 2,649,521.77</b>
	<b>TOTAL SIN IMPUESTO</b>				<b>C\$ 15,897,130.60</b>
	<b>IMPUESTO IVA (15 %)</b>				<b>C\$ 2,384,569.59</b>
	<b>TOTAL</b>				<b>C\$ 18,281,700.19</b>
	<b>DEDUCCIONES DEL IR</b>				<b>C\$ ,158,971.31</b>
	<b>TOTAL A RECIBIR</b>				<b>C\$ 18,440,671.50</b>

## 11.4.3 PLANOS