



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMÁTICA
PROGRAMA ÚNICO EN ESPECIALIZACIÓN DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE MAMPOSTERIA CON
PLANTA BAJA FLEXIBLE**

PROYECTO TERMINAL PARA OBTENER EL GRADO DE:
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA CIVIL (ESTRUCTURAS)

P R E S E N T A :

JOAQUÍN RENDÓN ESPINOSA



DIRECTOR DE PROYECTO TERMINAL:
DR. OSCAR HERNÁNDEZ BASILIO

CIUDAD UNIVERSITARIA, D.F., ENERO DE 2009



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
SECRETARÍA DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

OF.0009/2009/SE-60.2

LIC. BALFRED SANTAELLA HINOJOSA
Coordinador de la Unidad de Administración del Posgrado
Dirección General de Administración Escolar
UNAM
Presente.

Esta Facultad informa a usted que el alumno JOAQUÍN RENDÓN ESPINOSA, ha solicitado autorización para presentar examen con trabajo final, con el fin de obtener el grado de ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS plan 11-3073.

El mencionado alumno ha elaborado el trabajo titulado: "DISEÑO DE UN EDIFICIO DE MAMPOSTERÍA CON PLANTA BAJA FLEXIBLE EMPLEANDO LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL RCDF" el cual no tiene valor en créditos académicos.

Tomando en cuenta que el interesado ha cumplido con todos los requisitos que se exigen para sustentar dicho examen, no hay ningún inconveniente en que se lleve a cabo dicho acto ante el jurado integrado por los profesores:

Presidente: M. EN I. FERNANDO MONROY MIRANDA
Vocal: DR. ÓSCAR HERNÁNDEZ BASILIO
Secretario: M. EN I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA
Suplente: M. EN I. V. ARMANDO GALLEGOS SUÁREZ
Suplente: M. EN I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria, D.F., a 5 de enero de 2009.
EL DIRECTOR DE LA FACULTAD

M. EN A. JOSÉ GONZALO GUERRERO ZEPEDA

Anexos: votos originales
BJS.

INDICE

INTRODUCCIÓN	i
I.- DATOS GENERALES DEL PROYECTO	2
II.- FÓRMULAS DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS	5
III.- PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES A EMPLEAR	11
IV.- ANÁLISIS DE CARGAS	12
V.- ANÁLISIS SÍSMICO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL UTILIZANDO EL PROGRAMA ECOgcW	13
VI.- DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA Y DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO	19
VII.- DISEÑO DE TRABES	26
VIII.- DISEÑO DE COLUMNAS	28
IX.- DISEÑO DE CIMENTACION	30
X.- REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS	34
CONCLUSIONES	36
REFERENCIAS	37
DETALLES DE DIBUJO	38
ANEXOS	49

INTRODUCCIÓN

Una de las tendencias actuales más importantes en la construcción de espacios habitacionales es la de edificios de departamentos en donde la planta baja se destina para estacionamiento. Esto se debe a que los espacios disponibles para construir en las ciudades más importantes y densamente pobladas del país son escasos, con un valor de terreno alto y porque al concentrar todos los servicios como agua potable, drenaje, telefonía, etc., se puede disminuir el costo final de este tipo de proyectos de este tipo.

Si bien ha existido un trabajo importante por varias generaciones de investigadores en el país para tener un reglamento confiable, aportando continuamente más conocimientos sobre los materiales que forman los distintos tipos de mampostería y su comportamiento estructural, y una difusión de todo este conocimiento, aun faltan cursos en la mayoría de las Universidades y bibliografía que presente el diseño por completo de estructuras de mampostería en sus diversas modalidades. Por lo anterior se presenta este trabajo Terminal de la Especialización en Estructuras, desarrollando el proyecto que se presenta a continuación:

La planta baja está destinada para uso de estacionamiento, su estructuración es a base de muros, columnas y travesaños de concreto reforzado. Este nivel se encuentra por completo por debajo del nivel de terreno natural, coincidiendo el nivel terminado de losa con el nivel de terreno natural.

Los siguientes 5 niveles están divididos cada uno en 8 departamentos. Las plantas tienen 8 cubos de ventilación e iluminación, que además de las variantes en la distribución no homogénea de muros provocan irregularidades y cambios en las posiciones de los centros de masa. En estos niveles y en el último, la estructura está formada por columnas, travesaños y muros de concreto reforzado, muros de mampostería reforzada interiormente y confinada por castillos y cerramientos de concreto reforzado.

En el último nivel se encuentran los módulos de acceso a la azotea y los módulos que soportan a los tinacos. La ubicación en planta de estos módulos también contribuyen a las irregularidades mencionadas anteriormente.

Una descripción más detallada de la geometría del edificio, las propiedades de los materiales, programas empleados y diseño de todos los elementos que forman la estructura se describen en los capítulos siguientes.

I.- DATOS GENERALES DEL PROYECTO

El presente trabajo representa el análisis de una estructura de mampostería de siete niveles; el sótano esta estructurado con columnas, traveses y muros de concreto, los siguientes niveles la estructuración es con muros de mampostería y muros de concreto reforzado, por lo tanto se forma en el sótano un piso flexible con respecto a los siguientes debido a la gran diferencia de rigidez. Este nivel, sótano, esta por completo por debajo del nivel de terreno natural, siendo su uso para estacionamiento. En el capítulo de análisis se explica las consideraciones que se hicieron en el análisis para tomar en cuenta esta particularidad adicional. En todos los entrepisos se consideró un uso habitacional, excepto el nivel 6 que tiene un uso primordialmente de azotea, y en el nivel 7 en donde su uso es de servicios en el área de tinacos. La ubicación hipotética de este proyecto es en la ciudad de Oaxaca, Oaxaca.

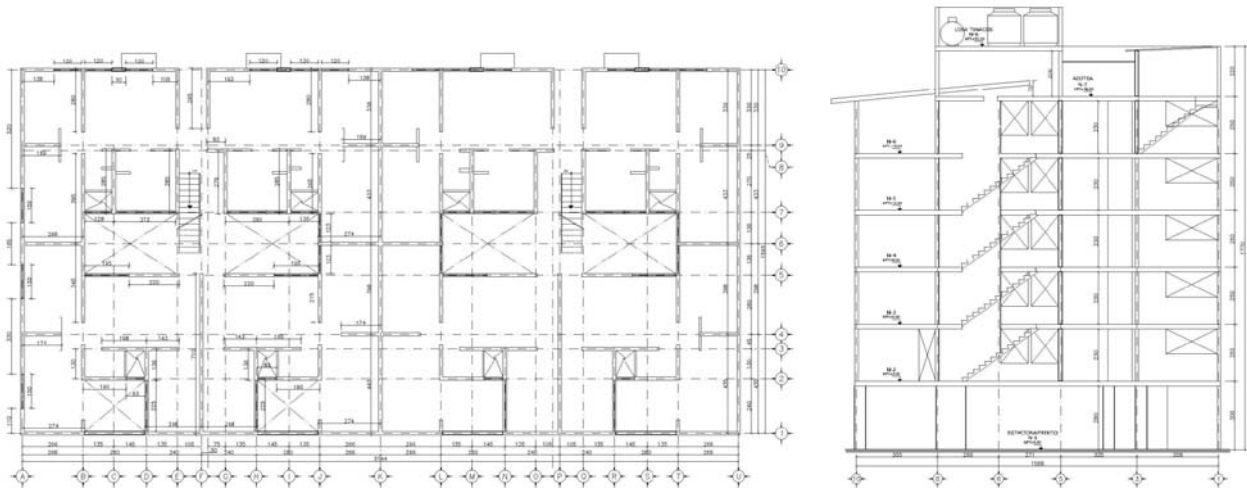


FIG. No. 1, PROPIEDADES PLANTA DE NIVEL 2 Y CORTE EN EJE P

Las dimensiones máximas en planta son de 31.59 metros en sentido “X” y de 16.10 metros en sentido “Y”. Las alturas consideradas de nivel de piso terminado a centro de losa para el caso del sótano y de centro a centro de losas son las siguientes: $H=3.50$ metros para el nivel 1 “Sótano”, de los niveles 2 al 6 $H=2.50$ metros y finalmente para el nivel 7 $H=2.10$ metros. En el séptimo nivel la planta difiere de manera importante con respecto a las precedentes.

El presente trabajo se empleo el programa ECOgcW versión 2.23 para la fase de análisis estructural, análisis sísmico y diseño traveses y columnas de concreto reforzado; el diseño de muros de mampostería, muros de concreto reforzado, cimentación, revisión de traveses y columnas de concreto reforzado se hicieron en hoja de cálculo creadas en Excel versión 2007 previa calibración de las mismas en el programa Mathcad versión 14. Las plantas, alzados y detalles de dibujo estructurales se elaboraron en Autocad versión 2009.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA, ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS

Todos los elementos de concreto analizados con una resistencia nominal del concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, clase II, su módulo de elasticidad igual a $E=8000x(f'c)^{1/2}$, excepto en la planta de estacionamiento en donde el módulo de elasticidad $E=11000x(f'c)^{1/2}$, concreto clase I que corresponde a concretos con agregado grueso basáltico, según la sección 1.5.1.4 de las NTC-CONCRETO.

Para la mampostería se consideró tabique extruido tipo tabimax de 12x6x24cm fabricado por Nova Ceramic, mortero tipo I, la pieza es considerada como hueca, confinada y reforzada inteiormente, Resistencia de diseño a compresión de la mampostería de barro $f^*p = 140 \text{ kg/cm}^2$, Resistencia de diseño a compresión de la mampostería $f^*m = 70 \text{ kg/cm}^2$, Resistencia de diseño a compresión diagonal $vm^* = 5 \text{ kg/cm}^2$, módulo de elasticidad a corta duración $360,000 \text{ kg/cm}^2$.

Se generaron los estados de carga siguientes, peso propio, muros, sobrecarga de losa, carga viva, carga viva reducida, tanto en losas horizontales como en rampas de escaleras, también se generaron los estados de carga de sismos modales espectrales.

La capacidad a compresión del suelo considerada es: $qa = 35t/m^2$, suponiendo que el edificio estará desplantado en “tepetate”, con un peso volumétrico $\gamma=1.5t/m^3$.

Para el análisis sísmico se empleo el Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo de Comisión Federal de Electricidad (MDOC-DS), ubicando a la estructura en la zona C, con suelo tipo 1, terreno firme.

Las secciones de columnas, castillos, cerramientos, trabes y muros se especifican en la siguiente relación obtenida de Eco.

NOMBRE SECCION	TIPO	MODULO E (kg/cm ²)	kG	DIMENSIONES	NOMBRE SECCION	TIPO	MODULO E (kg/cm ²)	kG	DIMENSIONES
M1	PANEL	426000	0.4	e:0.12 Lb:2	K6	RECTAN.	1264911	0.4	B:0.45 H:0.12
MC1	PANEL	1739253	0.4	e:0.15 Lb:2	K7	RECTAN.	1264911	0.4	B:0.12 H:0.3
MC2	PANEL	1264911	0.4	e:0.12 Lb:2	T3	RECTAN.	1739253	0.4	B:0.25 H:0.6
CR1	RECTAN.	1264911	0.4	B:0.12 H:0.2	T4	RECTAN.	1739253	0.4	B:0.35 H:0.85
CR2	RECTAN.	1264911	0.4	B:0.12 H:0.3	C2	RECTAN.	1739253	0.4	B:0.75 H:0.25
K1	RECTAN.	1264911	0.4	B:0.12 H:0.2	C3	RECTAN.	1739253	0.4	B:1.35 H:0.35
K2	RECTAN.	1264911	0.4	B:0.2 H:0.12	C4	RECTAN.	1739253	0.4	B:0.5 H:0.3
FIC	RECTAN.	420000	0.4	B:0.12 H:0.12	C5	RECTAN.	1739253	0.4	B:0.6 H:0.25
CRA	RECTAN.	1264911	0.4	B:0.3 H:0.2	C6	RECTAN.	1739253	0.4	B:0.5 H:0.3
T1	RECTAN.	1739253	0.4	B:0.12 H:0.4	TE1	RECTAN.	1739253	0.4	B:0.35 H:0.85
T2	RECTAN.	1739253	0.4	B:0.12 H:0.6	KF2	RECTAN.	1264911	0.4	B:0.12 H:0.12
C1	RECTAN.	1739253	0.4	B:0.12 H:0.6	K8	RECTAN.	1264911	0.4	B:0.35 H:0.12
K3	RECTAN.	1264911	0.4	B:0.12 H:0.35	C7	RECTAN.	1739253	0.4	B:0.15 H:0.65
K4	RECTAN.	1264911	0.4	B:0.3 H:0.12	K9	RECTAN.	1264911	0.4	B:0.5 H:0.15
K5	RECTAN.	1264911	0.4	B:0.12 H:0.35					

Para el diseño de todos los elementos estructurales se empleo el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente (RCDF-2004) y sus normas técnicas complementarias para diseño de elementos de concreto reforzado, mampostería y cimentaciones.

La estructura esta diseñada con marcos rígidos de concreto reforzado, losas de concreto con un peralte $H = 20$ cm. Todos los elementos de concreto reforzado fueron diseñados con una resistencia nominal del concreto $f'c = 250$ kg/cm², es decir concreto clase 1, el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, varillas de 3/8", 1/2", 5/8" y 3/4", corresponde a grado 42, es decir $F_y = 4200$ kg/cm², el acero de refuerzo horizontal en muros tiene un esfuerzo de fluencia $F_y = 6000$ kg/cm², alta resistencia y solo se empleo el diámetro 3/16".

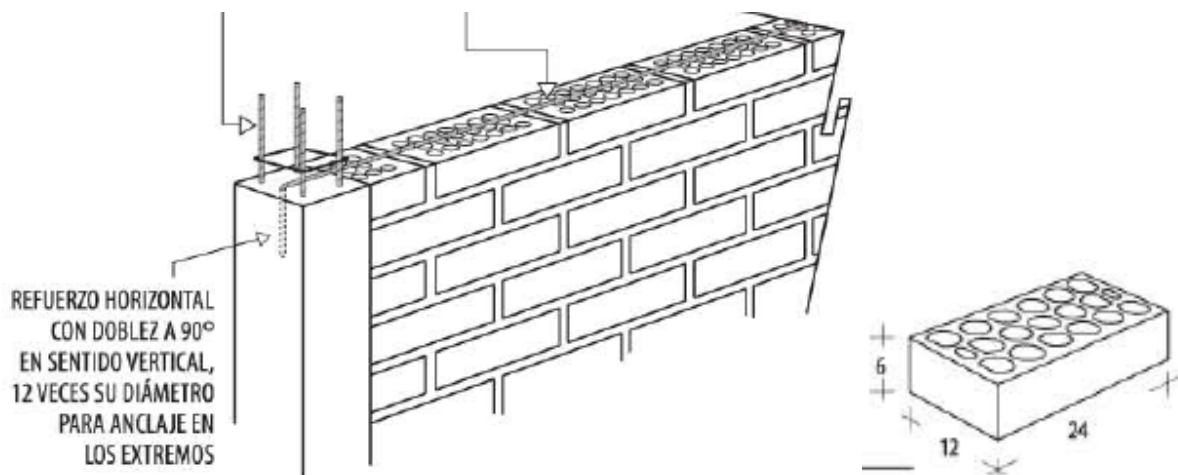


FIG. No. 2, ANCLAJE DE REFUERZO HORIZONTAL Y DIMENSIONES DE LAS PIEZAS DE TABIQUE EXTRUIDO A EMPLEAR

II.- FÓRMULAS DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS

Para en diseño de elementos de concreto reforzado se empleo criterio de estados límite conforme al RCDF-2004 y sus Normas Técnicas complementarias. Se revisaron los estados límite de servicio, deformaciones de acuerdo con el Reglamento, y los estados límite de falla.

En revisión de los estados límite de falla en la cimentación se empleó la fórmula de la escuadría y para el diseño de los diferentes elementos de concreto se utilizaron las fórmulas que a continuación se enlistan junto con los valores de diseño, el módulo de elasticidad, los factores de carga y factores de reducción de resistencia a flexión y corte.

FORMULA DE LA ESCUADRIA PARA REVISION DE ESFUERZOS EN EL TERRENO

$$F_i = P/A \pm M/S \quad \text{En donde:}$$

P = descarga a la cimentación

A = área del cimientto

M = momento generado en la base del cimientto

S = módulo de sección del cimientto

$$W_d := \frac{P}{(B_1 - 2 \cdot e_x) \cdot (B_2 - 2 \cdot e_y)} \quad \text{Presión de diseño}$$

FORMULAS PARA CONCRETO REFORZADO

DISEÑO POR FLEXION

$$f^*c = 0.8f^c$$

$$f^c = 0.85f^*c \quad \text{si } f^*c < 200 \text{kg/cm}^2, \quad f^c = (1.05 + f^*c/1250)f^*c \quad \text{si } f^*c > 200 \text{kg/cm}^2$$

$$q = p(f_y/f^c)$$

$$M_r = F_r b d^2 f^c q (1 - 0.5q) \quad \text{momento resistente en traves sección rectangular.}$$

$$A_s = p b d$$

$$p_{\min} = (0.7 \cdot (f^c)^{1/2}) / f_y \quad \text{porcentaje mínimo de acero para traves de concreto reforzado.}$$

$$p_{\text{bal}} = 4800 / (f_y + 6000) \cdot f^c / f_y$$

$$p_{\max} = 0.75 p_{\text{bal}}$$

$$P_o = f^c A_g \cdot A_s f_y \quad \text{resistencia nominal de columnas cortas de concreto a compresión.}$$

$$P_{OR} = 0.7 P_o$$

$$p_{\min} = 20 / f_y \quad \text{porcentaje mínimo de acero para columnas de concreto reforzado.}$$

$p_{max} = 0.06$ porcentaje máximo de acero para columnas de concreto reforzado.

En donde:

$f'c$ = resistencia nominal a compresión del concreto.

q = valor adimensional

f_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

A_s = área de acero.

A_g = área gruesa de una sección de columna.

DISEÑO POR CORTANTE

$V_{CR} = 0.7F_r b d (0.2 + 20p)(f'c)^{1/2}$ cortante resistente de una sección rectangular de concreto cuando $p < 0.01$.

$V_{CR} = 0.5bd(f'c)^{1/2}$ cortante resistente de una sección rectangular de concreto cuando $p > 0.01$ y para losas.

$Sep. = (A_v F_y d) / s$ separación de estribos en trabes de concreto.

$Sep. = (850 / f_y^{1/2}) * db$ separación de estribos en columnas, criterio 1.

$Sep. = 48dt$ separación de estribos en columnas, criterio 2.

$Sep. = h/2$ separación de estribos en columnas, criterio 3.

En donde:

A_v = área de la varilla de los estribos de acuerdo a las ramas que circundan la sección.

b = base de la sección.

$d = h$ = peralte efectivo de la sección

db = diámetro de la barra más gruesa del paquete.

dt = diámetro del refuerzo transversal.

REVISION POR PENETRACION EN ZAPATAS

$\frac{M}{V \cdot D} < 2$ Criterio 1 para emplear el procedimiento de revisión de cortante como losa

$\frac{h}{d} < 60cm$ Criterio 2 para emplear el procedimiento de revisión de cortante como losa

$\frac{b}{d} > 4$ Criterio 3 para emplear el procedimiento de revisión de cortante como losa

$\gamma := \frac{D_x}{D_y}$ Relación claro corto a claro largo

$v_r := F_c \cdot (0.5 + \gamma) \cdot \sqrt{f^*c}$ Cortante resistente por penetración si $0.5 + \gamma < 1$

$v_r := (F_c) \cdot \sqrt{f^*c}$ En caso de que no se cumpla lo anterior

$A_c := [(C1 + C2) \cdot 200 + 4 \cdot d] \cdot d =$ Área crítica

$v_a := \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha_1 \cdot (M1) \cdot CAB2}{J2} + \frac{\alpha_2 \cdot (M2) \cdot CAB1}{J1}$ Cortante actuante por penetración

$J1 := \frac{d \cdot [(C1) + d]^3}{6} + \frac{[(C1) + d] \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot [(C1) + d] \cdot [(C1) + d]^2}{2}$ Parámetro para el cálculo del esfuerzo cortante debido a la transferencia de momento entre columna y zapata o losa

$J2 := \frac{d \cdot [(C2) + d]^3}{6} + \frac{[(C2) + d] \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot [(C2) + d] \cdot [(C2) + d]^2}{2}$ Parámetro para el cálculo del esfuerzo cortante debido a la transferencia de momento entre columna y zapata o losa

$CAB1 := \frac{(C1) + d}{2}$

$CAB2 := \frac{(C2) + d}{2}$

$\alpha_1 := 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \cdot \sqrt{\frac{C1 + d}{C2 + d}}}$ Fracción de momento flexionante que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante en losas planas o zapatas

$\alpha_2 := 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \cdot \sqrt{\frac{C2 + d}{C1 + d}}}$ Fracción de momento flexionante que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante en losas planas o zapatas

FACTORES DE CARGA, REDUCCION DE RESISTENCIAS Y MÓDULO DE ELASTICIDAD

$F_c = 1.4$	factor de carga para diseño a flexión y corte.
$F_r = 0.9$	factor de reducción de resistencia a flexión.
$F_r = 0.8$	factor de reducción de resistencia a cortante.
$E = 14000 (f'_c)^{1/2}$	Módulo de elasticidad del concreto.

FORMULAS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

2.8.5 Módulo de elasticidad

b) Para mampostería de tabique de barro y otras piezas, excepto las de concreto:

$E_m = 600 f_m^*$ para cargas de corta duración (Sección 2.7 NTC-DEM)

$E_m = 350 f_m^*$ para cargas sostenidas (Sección 2.8 NTC-DEM)

2.8.5 Módulo de cortante

$G_m = 0.4 E_m$

3.1.4 Factores de resistencia

3.1.4.1 En muros sujetos a compresión axial

$F_R = 0.6$ para muros confinados (Cap. 5 NTC-DEM) o reforzados interiormente (Cap. 6 NTC-DEM).

$F_R = 0.3$ para muros no confinados ni reforzados interiormente (Cap. 7 NTC-DEM).

3.1.4.2 En muros sujetos a flexocompresión en su plano o a flexocompresión fuera de su plano

Para muros confinados (Cap. 5 NTC-DEM) o reforzados interiormente (Cap. 6 NTC-DEM).

$$F_R = 0.8 \quad \text{si} \quad P_u \leq \frac{P_R}{3} \qquad F_R = 0.6 \quad \text{si} \quad P_u > \frac{P_R}{3}$$

3.1.4.3 En muros sujetos a fuerza cortante

$F_R = 0.7$ para muros diafragma (Cap. 4 NTC-DEM), muros confinados (Cap. 5 NTC-DEM) y muros con refuerzo interior (Cap. 6 NTC-DEM).

$F_R = 0.4$ para muros no confinados ni reforzados interiormente (Cap. 7 NTC-DEM).

3.2.2.3 Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez

En el diseño, se deberán tomar en cuenta los efectos de excentricidad y esbeltez. Optativamente, se pueden considerar mediante los valores aproximados del factor de reducción FE.

- Se podrá tomar FE igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50 por ciento. Se podrá tomar FE igual a 0.6 para muros extremos o con claros que difieran en más de 50 por ciento,

5.3.1 Resistencia a compresión de muros confinados

$$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \sum A_s f_y) \quad (5.3)$$

$$P_R = F_R F_E (f_m^* + 0.4) A_T; \text{ si se usan MPa y mm}^2 \quad (5.4)$$

$$\left(P_R = F_R F_E (f_m^* + 4) A_T; \text{ si se usan kg/cm}^2 \text{ y cm}^2 \right)$$

5.3.2 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

5.3.2.2 Método optativo

$$M_R = F_R M_o + 0.3 P_u d; \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{F_R}{3} \quad (5.5)$$

$$M_R = (1.5 F_R M_o + 0.15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R} \right); \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3} \quad (5.6)$$

5.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño, V_mR , se determinará como sigue:

$$V_mR = F_R (0.5 v_m^* A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T \quad (\text{Sección 5.7 NTC-DEM})$$

donde P se deberá tomar positiva en compresión. En el área A_T se debe incluir a los castillos pero sin transformar el área transversal. La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical P es de tensión, se despreciará la contribución de la mampostería V_mR .

5.4.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

5.4.3.3 Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal

$$p_h = \frac{V_{mR}}{F_R f_{yh} A_T} \quad (5.8)$$

5.4.3.4 Diseño del refuerzo horizontal

La fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal, V_sR , se calculará con

$$V_sR = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \quad (\text{Sección 5.9 NTC-DEM})$$

El factor de eficiencia del refuerzo horizontal, η , se determinará con el criterio siguiente:

$$\eta = \begin{cases} 0.6; & \text{si } p_h f_{yh} \leq 0.6 \text{ MPa (6 kg/cm}^2\text{)} \\ 0.2; & \text{si } p_h f_{yh} \geq 0.9 \text{ MPa (9 kg/cm}^2\text{)} \end{cases}$$

Para valores de $p_h f_{yh}$ comprendidos entre 0.6 y 0.9 MPa (6 y 9 kg/cm²), η se hará variar linealmente (fig. 5.5).

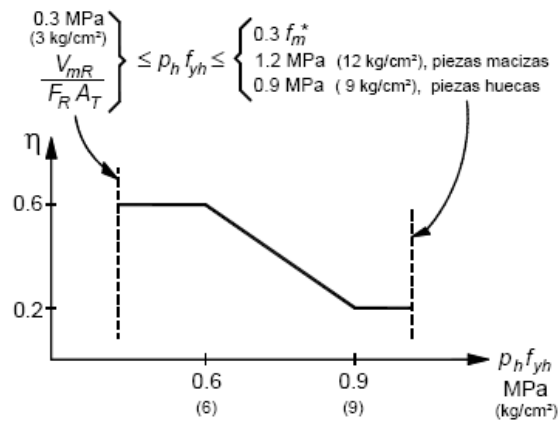


Figura 5.5 Factor de eficiencia η

3.2.5 Factor Reductivo por Ductilidad, según el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, 1993

$$Q' = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$$

$$Q' = Q; \quad \text{si } T > T_a$$

3.3.2 Expresiones para obtener las ordenadas del espectro de diseño, según el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, 1993

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r; \quad \text{si } T > T_b$$

III.- PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES A EMPLEAR

La importancia de calcular las propiedades mecánicas de los materiales radica no solo en conocer sus resistencias a compresión, flexión, flexocompresión y corte, el valor de módulo de elasticidad, principalmente, y el módulo de cortante, afectan al cálculo de deformaciones de la estructura, además de que modifican los elementos mecánicos.

CONCRETO

Tomando en cuenta su importancia y las dimensiones de los elementos de concreto reforzado, sean muros, trabes, columnas, castillos o cerramientos se emplearon dos tipos de concretos, Clase I y Clase II, la resistencia a la compresión es la misma, $f'c=250\text{kg/cm}^2$. El acero de refuerzo es de grado 40, esfuerzo de fluencia $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, salvo en el caso de algunas secciones en donde se especifique que los estribos de castillos o cerramientos son de alambρόn, con esfuerzo de fluencia $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$. Los módulos de elasticidad empleados son:

$$E_1=1'739,253 \text{ t/m}^2$$

COLUMNAS, TRABES Y MUROS SOTANO

$$E_2=1'264,911 \text{ t/m}^2$$

CASTILLOS, CERRAMIENTOS Y MUROS
NIVELES 2 AL 8

MAMPOSTERÍA

Debido a las solicitaciones tan altas que se presentan en los niveles inferiores solo se pueden emplear piezas y morteros de buena calidad. En el caso del mortero se considera mortero tipo I. En el país la empresa con mayor control de calidad en sus productos es NOVACERAMIC, por lo cual se eligió el ladrillo multiperforado MULTEX. La resistencia a la compresión se considero $f^*m = 70\text{kg/cm}^2$, y la resistencia a compresión diagonal $v^*m = 5\text{kg/cm}^2$. En este caso todo el acero de refuerzo horizontal que se diseñó, alojado en las juntas de mortero, tiene un esfuerzo de fluencia $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$, siendo el modulo de elasticidad para cargas de corta duración:

$$E=420,000 \text{ t/m}^2$$

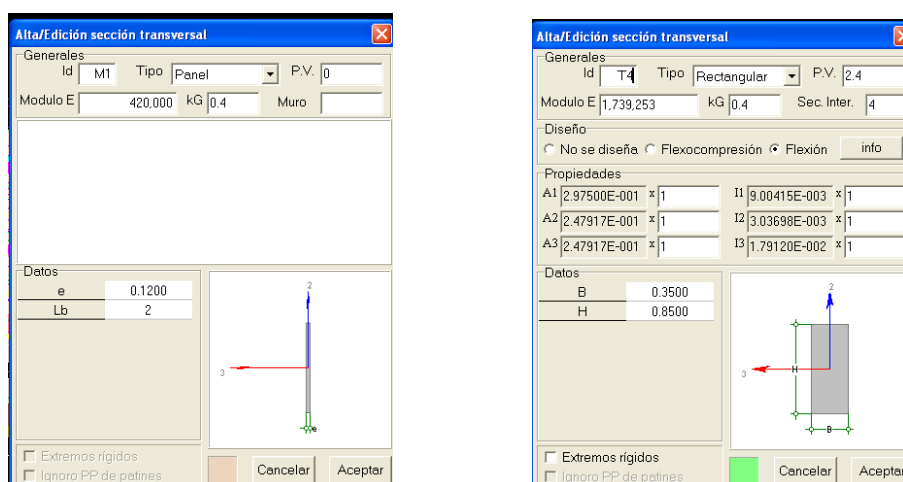


FIG. No. 3, PROPIEDADES MECANICAS ASIGNADAS EN EL PROGRAMA ECO PARA LOS MUROS DE MAMPOSTERIA Y PARA UNA TRABE DE CONCRETO

IV.- ANÁLISIS DE CARGAS

SISTEMA DE PISOVIGUETA Y BOVEDILLA DE CEMENTO ARENA (TEPETZIL), H=20cm

	ENTREPISO	AZOTEA	ESCALERAS	CUBIERTA LAMINA
	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
	0.210	0.210	0.210	0.210
Σ =	0.210	0.210	0.210	0.000

SOBRE CARGA MUERTA

CONCEPTO	ENTREPISO	AZOTEA	ESCALERAS	CUBIERTA LAMINA
	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
PISO DE CERAMICA	0.150	0.150	0.150	0.000
PLAFON	0.010	0.010	0.000	0.020
INSTALACIONES	0.010	0.010	0.010	0.010
RELLENO/IMPERM.	0.000	0.100	0.100	0.000
MONTENES, HERRAJES Y LAMINA	0.000	0.000	0.000	0.050
CM ADICIONAL RCMP	0.040	0.040	0.040	0.020
Σ =	0.210	0.310	0.300	0.100

CARGA MUERTA TOTAL INCLUYE SISTEMA DE PISO Y ACABADOS

	0.420	0.520	0.510	
--	-------	-------	-------	--

CARGA VIVA

	ENTREPISO	AZOTEA	ESCALERAS	CUBIERTA LAMINA
gravitacional	0.170	0.100	0.250	0.100
sismo	0.090	0.070	0.150	0.070

BARANDAL

	ENTREPISO	AZOTEA	ESCALERAS	CUBIERTA LAMINA
	0.000	0.000	0.100	0.000

TINACOS Y DEPOSITO DE GAS, POR CADA LOSA

2 TINACOS DE 2500LTRS C/U	5.000	AREA DE LOSA	11.45m ²	
DEPOSITO DE GAS	1.500			
Σ =	6.500			

CARGA DISTRIBUIDA EN
TABLERO (t/m²)

0.568 t/m²

MURO DE MAMPOSTERÍA

W = 0.225 t/m

POR METRO DE ALTURA
PESO DE MORTERO 0.133 t/m

MURO DE CONCRETO

γ = 2.4 t/m³

PESO DE PIEZAS 0.092 t/m

TERRENO NATURAL

γ = 1.7 t/m³

V.- ANÁLISIS SÍSMICO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL UTILIZANDO EL PROGRAMA ECOgcW

El reglamento empleado para el análisis sísmico es el de la Comisión Federal de Electricidad, y según el capítulo 3.2.2, la estructura es considerada por su destino en el grupo B, de acuerdo al mapa de regionalización sísmica se eligió la zona sísmica C, con suelo tipo I.



FIG. No. 4, UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN EL MAPA DE REGIONALIZACION SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA

Factor de irregularidad $kQ = 0.8$.

Coefficiente sísmico $c = 0.36 \text{ m/seg}^2$.

Aceleración máxima del suelo $a_0 = 0.36 \text{ m/seg}^2$.

Periodo $T_a = 0.0 \text{ seg}$.

$r = 0.5$

Periodo $T_b = 0.6 \text{ seg}$.

Para considerar correctamente que el sótano está por debajo del nivel de terreno natural y que por lo tanto en el cálculo de las fuerzas sísmicas no interviene la masa del piso 1, se utilizó un primer modelo en donde todos los muros son de mampostería, sin restricciones en los nudos del mencionado nivel. Un segundo modelo en donde fue necesario restringir los nudos del nivel 1, y por restricciones del programa EcogcW se eliminaron los tableros, se utilizó para igualar valor del cortante basal de este modelo con el valor del cortante basal del primer modelo, en este segundo modelo los muros siguen siendo de mampostería.

El programa de análisis revisa que el cortante basal del análisis modal espectral no sea menor al 80% del cortante basal obtenido un análisis estático, en caso de ocurrir lo anterior automáticamente multiplica las fuerzas de diseño por un factor tal que los cortantes basales cumplan la condición dada en este párrafo.

FIG. No. 5, SELECCIÓN DE PARAMETROS SISMICOS

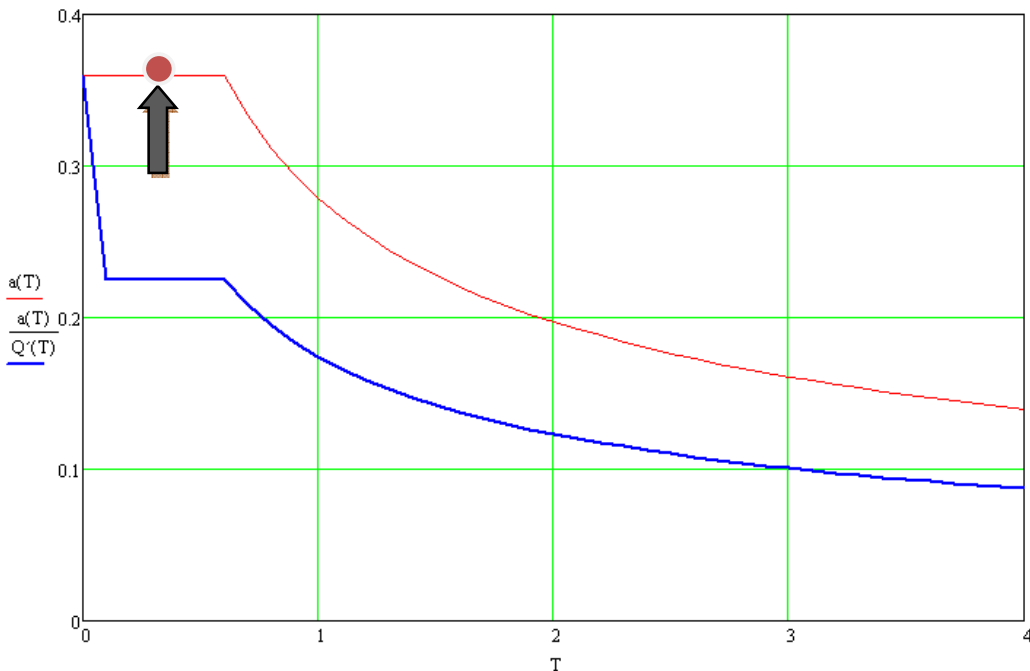


FIG. No. 6, ESPECTRO DE DISEÑO, ZONA SISMICA C, TERRENO TIPO II

Ubicando el periodo fundamental de la estructura $T_1=0.366$ segundos en la figura 5 se observa que dicho periodo se encuentra en la meseta, por lo cual la aceleración máxima del suelo debe ser $a_0=0.36$ segundos.

Debido a que la ubicación del nivel del sótano es por debajo del nivel de piso terminado, se elaboraron 3 modelos diferentes necesarios para considerar la condición del sótano. En las figuras 7 y 8 se muestran las configuraciones de deformación debido a sismo, observando como la restricción del nivel 1 limita las deformaciones lineales y angulares induciendo una menor fuerza cortante en cada entrepiso. A continuación se describen las particularidades y usos de cada modelo:

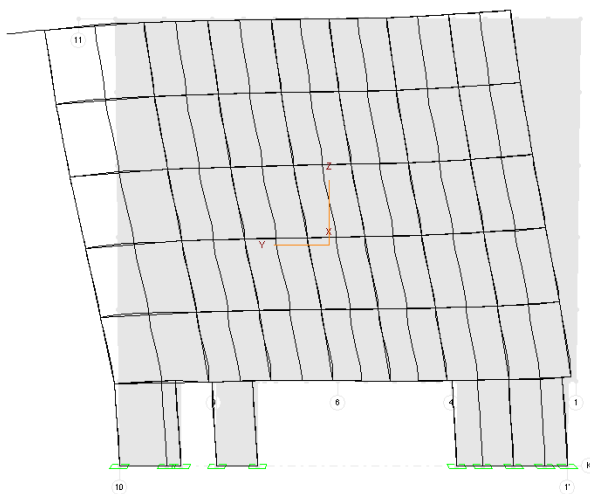


FIG. No. 7, MODELO SIN RESTRICCIONES LATERALES.

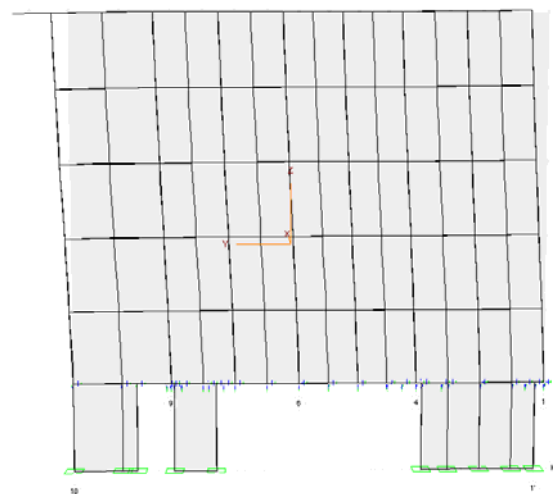


FIG. No. 8, MODELO RESTRINGIDO LATERALMENTE EN NIVEL 1.

El primer modelo sirvió como base para conocer el cortante basal $V=493.73$ t, aquí solo los muros de sótano (nivel 1) y los ubicados en el eje 8 del nivel 2 son de concreto, el resto de las secciones de concreto se conserva en todos los modelos. No existe restricción lateral en ningún nivel y en todos los niveles se considero su masa respectiva.

Modelo 2, se conservan las mismas secciones en todo el modelo, se eliminan los tableros y por tanto las cargas en el nivel 1 el cual está restringido en todos los nodos del nivel tanto a giros como a desplazamientos. En una primera corrida el factor de comportamiento sísmico $Q=2$, comparando el cortante basal del modelo 1 se modifica Q para que coincidan el cortante basal del modelo 2 con el del modelo 1. Aquí se diseñan los muros de mampostería con sus castillos y se decide cuales deben ser de concreto conforme al criterio que se explicara en el siguiente capítulo, una vez seleccionados los muros a diseñar de concreto, estos se diseñan al igual que los castillos que los confinan..

Modelo 3, con base al modelo 1 que no tiene niveles sin masa ni restricciones en los nudos del nivel 1, se cambian los pesos por metro lineal y las secciones de muros que deben ser de concreto conforme al diseño realizado con el modelo 2, continuando con el diseño los muros del sótano, columnas, travesaños, cimentación, y revisión de muros de concreto de los niveles superiores,

Con todo lo anterior también se toma en cuenta, aunque de forma parcial, el efecto constructivo que realmente ocurre en cualquier estructura, porque un proceso constructivo difiere a los análisis convencionales en donde se considera que toda la estructura es solicitada en sus cargas gravitacionales de forma instantánea. Un resumen de la variación de los factores de comportamiento sísmico, Q, periodos y cortantes basales se presenta en la tabla No.1.

MODELO	Qx	Qy	T1 seg.	Vx Ton	Vy Ton
1 (TESINA1-C.ECW)	2	2	0.359	493.73	493.73
2 (TESINA9-C.ECW)	1.532	1.532	0.329	493.72	493.72
2 (TESINA10-C.ECW)	2	2	0.33	499.47	499.47

TABLA No. 1, VARIACION DE PARAMETROS SÍSMICOS EN LOS MODELOS UTILIZADOS

En la tabla anterior los cortantes basales del modelo 2 ya fueron igualados a los del modelo 1, por esa razón los factores de comportamiento sísmico para ambas direcciones son distintos de 2. En un análisis previo del modelo 2, en donde los factores de comportamiento sísmico para ambas direcciones son igual a dos, el cortante basal es $V_x = 492.73\text{Ton}$ y $V_y = 492.73\text{Ton}$.

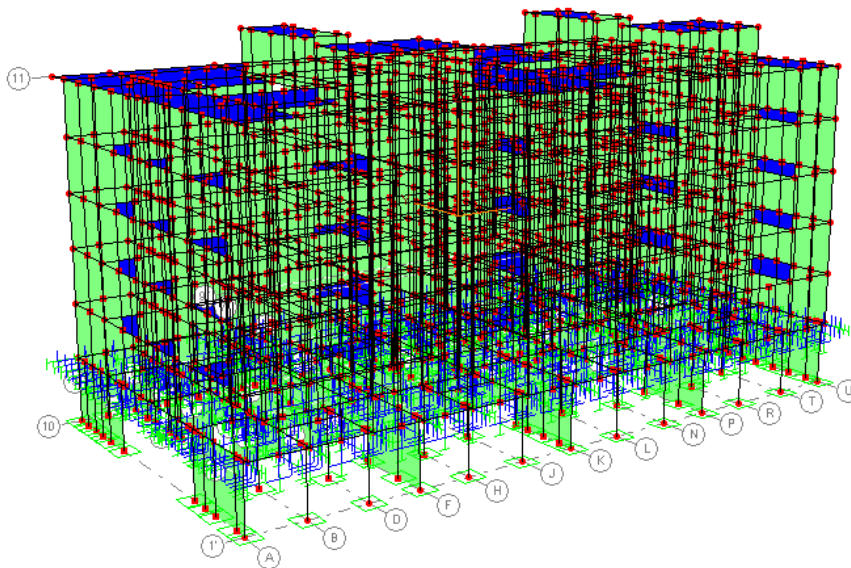


FIG. No. 9, MODELO 2, RESTRICCIONES A TODOS LOS GIROS Y TODOS LOS DESPLAZAMIENTOS EN LOS NUDOS DEL NIVEL 1

Al comparar los cortantes basales y de entrepiso se aprecia como se aumenta la magnitud de los cortantes de entrepiso en los niveles intermedios. Si bien disminuye el número de muros de concreto necesarios en cada nivel en los pisos superiores, estas concentraciones provocan que los muros de concreto sean necesarios desde el nivel 1 hasta el nivel 6. A continuación se presenta en un resumen de las fuerzas sísmicas en modelo 1, a la izquierda y en el modelo 2 cuando los sismos actúan en dirección “X” y en dirección “Y”. de forma grafica esta variación se puede observar en la figura No. 9.

SISMO EN DIRECCION X

MODELO 1-B		
NIVEL	Fx (T)	Fy (T)
N7	19.22	1.06
N6	160.96	8.31
N5	111.68	5.11
N4	79.7	3.49
N3	57.5	3
N2	35.78	2.38
N1	28.89	1.98
SUMAS=	493.73	25.33

MODELO 9-B		
NIVEL	Fx (T)	Fy (T)
N7	21.14	0.8
N6	177.18	7.51
N5	124.31	5.68
N4	87.82	4.18
N3	56.93	2.94
N2	26.35	1.49
N1	0	0
SUMAS=	493.73	22.6

SISMO EN DIRECCION Y

MODELO 1-B		
NIVEL	Fx (T)	Fy (T)
N7	3.52	17.24
N6	3.73	148.42
N5	5.09	114.25
N4	2.63	86.97
N3	3.07	63.65
N2	1.51	39.46
N1	5.82	23.76
SUMAS=	25.37	493.75

MODELO 9-B		
NIVEL	Fx (T)	Fy (T)
N7	1.78	17.84
N6	9.42	163.65
N5	6.56	125.81
N4	3.79	92.16
N3	1.45	63.55
N2	-0.39	30.69
N1	0	0
SUMAS=	22.61	493.7

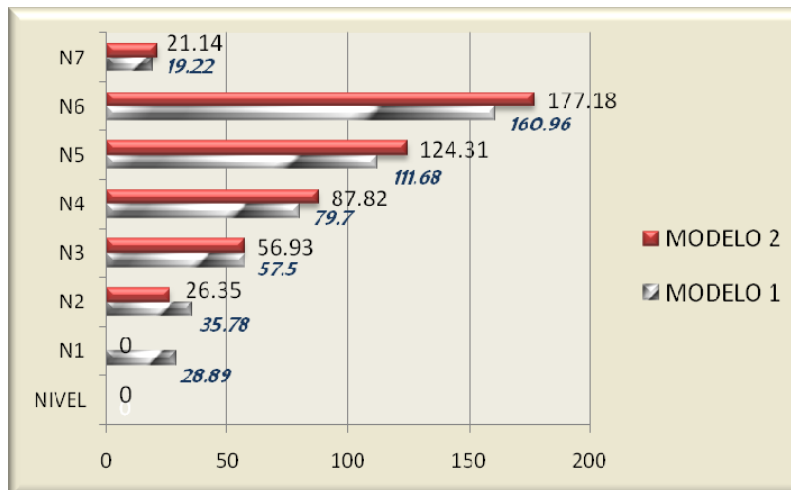


FIG. No. 10, VARIACION DE LOS CORTANTES DE ENTREPISO EN LOS MODELOS 1 Y 2.

ESTADOS DE CARGA

El programa ECOgcW genero las fuerzas sísmicas de diseño con los estados de carga gravitacionales de cargas muertas y el estado de carga viva. También genero el programa fuerzas sísmicas en diversas posiciones por cada nivel para así obtener las excentricidades marcadas el las NTC-DS. A continuación se presenta un listado de las identificaciones de los estados de carga generados:

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA, ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS

IdEC	Descripción	SIFX1	SISMO 1 en dirección X
CVA	CARGA VIVA ACCIDENTAL	SIFX2	SISMO 2 en dirección X
CVIVA	CARGA VIVA	SIFY1	SISMO 1 en dirección Y
ESCA	CARGA VIVA ACCIDENTAL EN ESCALERA	SIFY2	SISMO 2 en dirección Y
ESCM	CARGAMUERTA EN ESCALERAS		
ESCV	CARGA VIVA EN ESCALERA		
LOSA	SOBRECARGA MUERTA EN LOSA		
MUROC	PESO MUROS DE CONCRETO		
MUROS	PESO DE MUROS DE MAMPOSTERIA		
PP	PESO PROPIO ELEMENTOS CONCRETO		
TIN	SOBRECARGA TINACOS		

COMBINACIONES DE CARGA

Como se puede observar en el siguiente listado las combinaciones generadas ya se encuentran afectadas por sus respectivos factores de carga, tanto para combinaciones de cargas gravitacionales como para combinaciones en donde existen estados de carga de sismo. Es por ello que en las revisiones y diseños de los distintos elementos de no se afectaran los elementos mecánicos, salvo en el diseño por cortante de la mampostería en donde se dividirá la carga axial entre el factor de carga correspondiente.

PD1: 1.4PP + 1.4LOSA + 1.4MUROS + 1.4MUROC + 1.4ESCM + 1.4TIN + 1.4CVIVA + 1.4ESCV
 MA1: PP + LOSA + MUROS + MUROC + ESCM + TIN + CVA + ESCA
 DI1: 1.4PP + 1.4LOSA + 1.4MUROS + 1.4MUROC + 1.4ESCM + 1.4TIN + 1.4CVIVA + 1.4ESCV
 DI2: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA + 1.1SIFX1 + 0.33SIFY1
 DI3: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA + 1.1SIFX1 - 0.33SIFY1
 DI4: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA - 1.1SIFX1 + 0.33SIFY1
 DI5: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA - 1.1SIFX1 - 0.33SIFY1
 DI6: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA + 1.1SIFX2 + 0.33SIFY1
 DI7: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA + 1.1SIFX2 - 0.33SIFY1
 DI8: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA - 1.1SIFX2 + 0.33SIFY1
 DI9: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA - 1.1SIFX2 - 0.33SIFY1
 DI10: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA + 1.1SIFX1 + 0.33SIFY2
 DI11: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA + 1.1SIFX1 - 0.33SIFY2
 DI12: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA - 1.1SIFX1 + 0.33SIFY2
 DI13: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA - 1.1SIFX1 - 0.33SIFY2
 DI14: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA + 1.1SIFX2 + 0.33SIFY2
 DI15: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA + 1.1SIFX2 - 0.33SIFY2
 DI16: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA - 1.1SIFX2 + 0.33SIFY2
 DI17: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA - 1.1SIFX2 - 0.33SIFY2
 DI18: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA + 0.33SIFX1 + 1.1SIFY1
 DI19: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA + 0.33SIFX1 - 1.1SIFY1
 DI20: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA - 0.33SIFX1 + 1.1SIFY1
 DI21: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA - 0.33SIFX1 - 1.1SIFY1
 DI22: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA + 0.33SIFX2 + 1.1SIFY1
 DI23: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA + 0.33SIFX2 - 1.1SIFY1
 DI24: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA - 0.33SIFX2 + 1.1SIFY1
 DI25: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA - 0.33SIFX2 - 1.1SIFY1
 DI26: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA + 0.33SIFX1 + 1.1SIFY2
 DI27: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA + 0.33SIFX1 - 1.1SIFY2
 DI28: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA - 0.33SIFX1 + 1.1SIFY2
 DI29: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA - 0.33SIFX1 - 1.1SIFY2
 DI30: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA + 0.33SIFX2 + 1.1SIFY2
 DI31: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA + 0.33SIFX2 - 1.1SIFY2
 DI32: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA - 0.33SIFX2 + 1.1SIFY2
 DI33: 1.1PP + 1.1LOSA + 1.1MUROS + 1.1MUROC + 1.1ESCM + 1.1TIN + 1.1CVA + 1.1ESCA - 0.33SIFX2 - 1.1SIFY2

VI.- DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA Y DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO

Todos los muros de los distintos niveles se diseñaron con el listado de envolventes proporcionados por EcogeW. En las figuras No. 11 y No. 12 se representa a un muro de mampostería sometido a compresión y tensión respectivamente, cortante y un momento flexionante.

Para el caso de muros de mampostería se considera solamente un solo material, incluyendo a los castillos. En ambos materiales la longitud de diseño eje a eje de castillo.

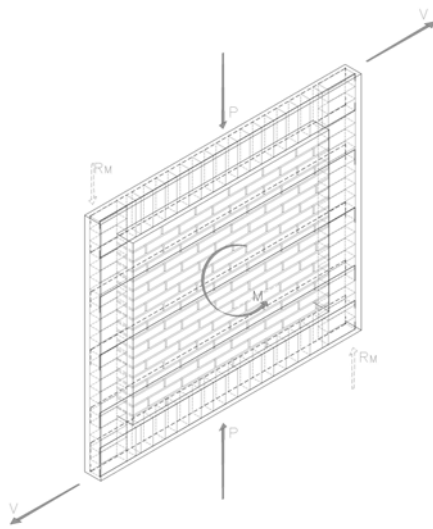


FIG. No. 11, MURO A COMPRESION.

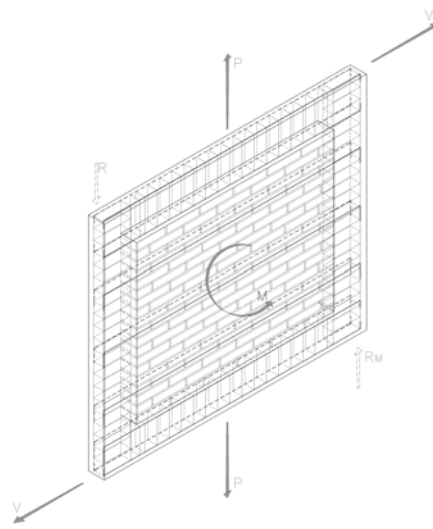


FIG. No. 12, MURO A TENSION.

En el programa de análisis se despreció el empuje del terreno sobre los muros de sótano debido a que el proyecto arquitectónico contempla tener una sala de usos múltiples colindante con el eje 1, cisternas que colindan del eje 10, y en el sentido perpendicular colindando con el eje A se presenta un módulo adicional de departamentos con semejantes características arquitectónicas al módulo que se presenta en este trabajo, y finalmente colindando don el eje U esta proyectada una rampa de acceso al sótano. Es por ello que el tipo de elemento “panel” es un elemento finito de dos grados de libertad, los resultados del análisis se dan en los cuatro vértices de este elemento, sin que se generen momentos flexionantes y cortantes que actúan perpendiculares al plano del elemento.

MUROS DE MAMPOSTERÍA DISEÑO PARA CARGA AXIAL

Se tomó en cuenta para cada muro de mampostería su posición en planta para determinar su factor de esbeltez. Si el muro con una cara hacia el exterior o hacia un vacío interior, el factor de esbeltez considerado fue de $FE=0.6$, en el caso contrario $FE=0.7$. La importancia de un correcto cálculo la capacidad de carga axial radica en que este valor interviene el diseño a flexocompresión.

DISEÑO A FLEXOCOMPRESION

El momento generado el plano del muro se resiste con los castillos que confinan al elemento. Se presenta un par de fuerzas que contrarrestan al momento, un castillo se encuentra a tensión y el opuesto trabaja en compresión.

Para este diseño se supone que todo el acero se encuentra concentrado en los extremos del muro. Se puede utilizar la formula de Bressler o bien con las ayudas de diseño de ECOgcW se calculó el porcentaje de acero longitudinal. El acero transversal esta calculado con la fórmula 5.2 NTC-DEC, en donde h_c es dimensión del castillo en el plano del muro, la separación de los estribos, s , no excederá de 1.5t ni de 20cm.

$$A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c} \quad \text{Fórmula 5.2 NTC-DEC}$$

DISEÑO PARA CORTANTE

Es este estado de carga el que presenta mayores dificultades en el diseño de muros. Para el caso de muros de mampostería se tomó en cuenta que el cortante actuante de los muros no fuera 1.5 a 1.6 veces mayor al cortante resistente de los muros. Aunque el las Normas Técnicas Complementarias correspondientes permite agregar tanto acero como sea necesario para resistir el cortante actuante, la eficiencia η , se ve afectada llegando a su mínimo valor $\eta = 0.2$, lo que se traduce en mas acero al ser necesaria una menor separación. Con esto la posibilidad de tener una falla de tipo frágil en el muro crece.

Por la nula capacidad de carga a tensión de la mampostería se consideró que en las combinaciones en donde el muro se encuentra en tensión, toda la fuerza cortante a la que esta sometido el elemento será resistido por el acero longitudinal. Cuando el cortante actuante excedió al cortante máximo resistente el muro se diseño en concreto reforzado, pero esto solo en los casos en donde el cortante actuante excede en demasía, por ejemplo a partir de 2 veces, al cortante máximo de la mampostería. De esta forma se puede observar en el eje U que no todo el eje esta propuesto con muros de concreto aun y cuando casi en su totalidad se excedió al cortante máximo. Al colocar un muro o varios muros de concreto en este o cualquier eje el cortante que este eje es capaz de resistir crece de manera importante aliviando a el resto de los muros que siguen de mampostería.

MUROS DE CONCRETO

DISEÑO PARA CARGA AXIAL

De manera semejante al diseño de columnas cortas de concreto reforzado, los muros de concreto reforzado tomando en cuenta el área gruesa multiplicada por el factor de carga y por la magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto. Por el nivel de carga axial se puede despreciar la contribución del acero longitudinal.

DISEÑO A FLEXOCOMPRESION

De la misma forma que en el diseño por flexocompresión de muros de mampostería, el momento generado el plano del muro se resiste con los castillos que confinan al elemento, concentrando el acero de refuerzo en estos castillos, aunque también se puede distribuir el acero de refuerzo a lo largo del muro.

Se utilizaron las ayudas de diseño de ECOgcW para el cálculo del porcentaje de acero longitudinal ingresando las diversas combinaciones de carga axial y momento actuante. El acero transversal es el necesario para resistir el cortante máximo de la sección.

DISEÑO PARA CORTANTE

Como el concreto resiste una cantidad muy pequeña de tensión, menor al 15% de su capacidad a compresión, tomo en cuenta en las combinaciones en donde el elemento esta trabajando a tensión, que el cortante actuante será resistido en su totalidad por el acero de refuerzo. Los muros de concreto reforzado se diseñaron con un solo lecho de refuerzo si el espesor es menor de 15 centímetros; cuando esto no ocurrió se tomaron en cuenta dos lechos, sótano. El acero vertical es el mismo que el acero horizontal, debido a que el acero por cortante en todos los casos fue el acero mínimo.

**DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERIA
 DISEÑO POR CORTANTE**

<p>DATOS DE MATERIALES</p> <p>$f_{cp} := 140$ $F_{yc} := 4200$ $f_{cm} := 70$ $F_{ym} := 6000$ $v_{ms} := 5$ $\eta := 0.6$</p> <p>ELEMENTOS MECANICOS</p> <p>$S := 8.234$ $P := 2.275$ $M := 0.311$</p>	<p>FACTORES DE REDUCCION</p> <p>$F_{ra} := 0.6$ $F_{rs} := 0.7$ $F_{rc} := 0.8$ $F_{rm} := 0.6$</p> <p>SECCION DEL MURO</p> <p>$L_m := 1.585$ $\phi := \frac{3}{16}$ $t := 0.12$ $A_v := 0.18$ $A_t := L_{mt} \cdot 10 = 1.902$ $N_p := 2$</p>	<p>$\rho_{min} := 0.0005$ $\rho_{max} := 0.0035$ $\phi_h F_{ym_{min}} := 0.6$ $\phi_h F_{ym_{max}} := 0.9$</p>
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

CORTANTE MAXIMO RESISTENTE

$V_{max} := 1.5 F_{rs} \cdot v_{ms} \cdot A_t$ $V_{max} = 9.985$

CORTANTE RESISTENTE MAMPOSTERIA

$V_{mr} := \begin{cases} F_{ra} \left(0.5 \cdot v_{ms} \cdot A_t + 0.3 \cdot \left[\frac{P}{1.1} \right] \right) & \text{if } (P) < 0 \\ (0) & \text{otherwise} \end{cases}$ $V_{mr} = 0$

CORTANTE RESISTENTE ACERO DE REFUERZO

$v_s := \begin{cases} (S - V_{mr}) & \text{if } (S > V_{mr}) \\ (S) & \text{otherwise} \end{cases}$ $V_s := \begin{cases} v_s & \text{if } P < 0 \\ (S) & \text{otherwise} \end{cases}$ $V_s = 8.234$

PORCENTAJE DE ACERO DE REFUERZO

$\rho := \begin{cases} \left(\frac{V_s \cdot 1000}{F_{ra} \cdot \eta \cdot F_{ym} \cdot L_m \cdot 100 \cdot t - 100} \right) & \text{if } \left(\frac{V_s \cdot 1000}{F_{ra} \cdot \eta \cdot F_{ym} \cdot L_m \cdot 100 \cdot t - 100} \right) > (\rho_{min}) \\ (\rho_{min}) & \text{otherwise} \end{cases}$ $\rho = 0.0017$

$\phi_h F_{ym} := \rho \cdot F_{ym} \cdot 0.1 = 1.031$ CAMBIANDO VARIABLE $\xi := \rho \cdot F_{ym} \cdot 0.1$ $\xi = 1.031$

CORRECCION DEL FACTOR DE EFICIENCIA

$\eta_c := \begin{cases} (0.6) & \text{if } \xi \leq (0.6) \\ \left[0.2 + \frac{0.4 \cdot (0.9 - \xi)}{0.3} \right] & \text{if } (0.6) \leq \xi \leq (0.9) \\ (0.2) & \text{if } \xi \geq (0.9) \end{cases}$ $\eta_c = 0.2$

$\rho_1 := \begin{cases} \left(\frac{V_s \cdot 1000}{F_{ra} \cdot \eta_c \cdot F_{ym} \cdot L_m \cdot t - 10000} \right) & \text{if } \left(\frac{V_s \cdot 1000}{F_{ra} \cdot \eta_c \cdot F_{ym} \cdot L_m \cdot t - 10000} \right) > (\rho_{min}) \\ (\rho_{min}) & \text{otherwise} \end{cases}$ $\rho_e := \begin{cases} \rho_1 & \text{if } \rho_1 < \rho_{max} \\ \rho_{max} & \text{otherwise} \end{cases}$

$S_r := \frac{2 \cdot A_v}{(\rho \cdot t - 100)}$ SEPHILADAS := $\frac{S_r}{7.5}$ $\rho_e = 0.0035$ $S_r = 8.571$ SEPHILADAS = 1

RESISTENCIA TOTAL DE LA SECCION A FUERZA CORTANTE

$V_t := F_{rc} \cdot \eta_c \cdot \rho_e \cdot F_{ym} \cdot A_t = 5.592$
 $F_{rc} = 0.8$
 $V_T := V_t + V_{mr} = 5.592$

DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO
 DISEÑO POR CORTANTE

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c := 250$ $f'c := 0.8 \cdot f_c$ $f'c := \begin{cases} \left(1.05 - \frac{f'c}{1400}\right) \cdot (f'c) & \text{if } (f'c) > (280) \\ (0.85 \cdot f'c) & \text{otherwise} \end{cases}$
 $f'c := 300$
 $f'c := 170$ $F_y := 4200$

FACTORES DE REDUCCION

$F_{re} := 0.6$ AXIAL
 $F_{rf} := 0.9$ FLEXOCOMPRESION
 $F_{rs} := 0.8$ CORTANTE

$p_{min} := 0.0025$ $p_{max} := 0.015$

ELEMENTOS MECANICOS

$V := 61.90$ EL SIGNO NEGATIVO EN FZA
AXIAL SIGNIFICA COMPRESION,
 $P := 2.96$ POSITIVO TENSION.

SECCION DEL MURO

$L_m := 2.8$ LONGITUD
 $t := 0.12$ ESPESOR

CORTANTE MAXIMO RESISTENTE

$V_{max} := 2 \cdot F_{rs} \cdot L_m \cdot t \cdot 10 \cdot \sqrt{f'c}$ $V_{max} = 76.03$ $NR := \begin{cases} 2 & \text{if } t \geq 0.15 \\ 1 & \end{cases}$
 $COMP1 := \begin{cases} \text{"CAMBIAR SECCION"} & \text{if } V > V_{max} \\ \text{"CONTINUAR"} & \text{otherwise} \end{cases}$ $COMP1 = \text{"CONTINUAR"}$

CORTANTE RESISTENTE DE LA SECCION

$Var := \begin{cases} 0 & \text{if } P > 0 \\ 0.85 \cdot L_m \cdot t \cdot 10 \cdot F_{rs} \cdot \sqrt{f'c} & \text{otherwise} \end{cases}$ $Var = 0$

CORTANTE QUE DEBE RESISTIR EL ACERO DE REFUERZO

$Val := \begin{cases} V - Var & \text{if } V > Var \\ V & \text{otherwise} \end{cases}$ $Va := \begin{cases} Val & \text{if } P < 0 \\ V & \text{otherwise} \end{cases}$ $Va = 61.9$

ACERO DE REFUERZO

$Av := 0.71$ AREA DE VARILLA
 $NR := 1$ NUMERO DE RAMAS $\phi := \frac{3}{8}$ DIAMETRO DE VARILLA

PORCENTAJE DE ACERO DE REFUERZO

$p_c := \frac{Va}{F_y \cdot F_{rs} \cdot L_m \cdot t \cdot 10}$ $p_l := \begin{cases} p_{min} & \text{if } p_c < p_{min} \\ p_c & \text{otherwise} \end{cases}$ $p := \begin{cases} p_{max} & \text{if } p_l > p_{max} \\ p_l & \text{otherwise} \end{cases}$ $p_c = 0.00548$
 $p = 0.00548$

SEPARACION DE ACERO DE REFUERZO

$S := \frac{NR \cdot Av}{p \cdot t \cdot 100}$ $S = 10.79$

Por su importancia y dificultad en el diseño a cortante de los dos tipos de muros, mampostería y concreto, se presentó primero el diseño por cortante de un muro de mampostería y también el diseño por cortante de un muro de concreto, ambos elaborados en Mathcad 14.

A continuación se presentan los diseños de muros de mampostería y muros de concreto elaborados en Excel 2007, en donde se puede ver que todos los muros se diseñaron para sus envolventes de carga revisando su capacidad a carga axial, flexocompresión y cortante.

VII.- DISEÑO DE TRABES

Para el diseño de trabes se utilizara el diseño que arroja ECOgcW pero verificando que los resultados obtenidos sean los correctos. Esto se debe a que el programa presenta diferencias con un diseño hecho "a mano" porque el armado propuesto por el programa es simplemente en centímetros cuadrados y al proponer la cantidad de barras y el número de ellas varía el porcentaje de acero de refuerzo "ρ" y con ello puede modificar la fórmula correcta para calcular el cortante resistente de la sección.

DISEÑO DE TRABES DE CONCRETO REFORZADO SECCIÓN RECTANGULAR, CONFORME A LAS NTC-RCDF 2004 TRABE T-K

PROYECTO: EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

DATOS DE LA SECCION

h = 65 cm d = 51 cm L = 667 cm
 b = 35 cm r = 4 cm L/H = 9.2

$\rho_{min} = 0.0190$
 $\rho_{max} = 0.0143$
 $\rho_{lim} = 0.0226$

CONSTANTES DE MATERIALES

$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_{ct} = 300 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = 170 \text{ kg/cm}^2$

CONCRETO CLASE: 1

$E_{concreto} = 1,210,000 \text{ kg/cm}^2$
 $\rho_{estribos} = 1.20\%$
 $\rho_{barras} = 4.20\%$
 $\rho_{total} = 4.20\%$

FACTORES DE REDUCCION

$\phi_f = 0.9$ Flexión
 $\phi_v = 0.8$ Corte

FACTORES DE CARGA

$\gamma_D = 1.4$ Muerto
 $\gamma_L = 1.1$ Carga

DATOS DE ANALISIS

EXTREMO
 M (-) = 17.700 Ton
 $V_u = 26.100 \text{ Ton}$

SECCION "A" 1.5m
 M (-) = 11.400 Ton
 $V_u = 21.300 \text{ Ton}$

CENTRO
 M (-) = 10.400 Ton
 $V_u = 8.600 \text{ Ton}$

SECCION "B" 1.5m
 M (-) = 7.300 Ton
 $V_u = 9.100 \text{ Ton}$

EXTREMO
 M (-) = 17.900 Ton
 $V_u = 37.700 \text{ Ton}$

DISEÑO POR FLEXION

EXTREMO
 $\rho_{req} = 0.0204$
 $\rho_{min} = 0.0020$
 ON FLECCION
 $A_s = 5.781 \text{ cm}^2$
 EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\phi 1m = 3/4 \text{ pulg.}$
 $A 1m = 3.85 \text{ cm}^2$
 No. $\phi 1m = 0$ PZAS
 $\phi 2m = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 2m = 1.96 \text{ cm}^2$
 No. $\phi 2m = 4$ PZAS
 $A 3m = 7.92 \text{ cm}^2$
 $\rho_{req} = 0.0204$

SECCION "A"
 $\rho_{req} = 0.0204$
 $\rho_{min} = 0.0013$
 ON FLECCION
 $A_s = 3.723 \text{ cm}^2$
 EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\phi 1m = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 1m = 1.96 \text{ cm}^2$
 No. $\phi 1m = 4$ PZAS
 $\phi 2m = 1/2 \text{ pulg.}$
 $A 2m = 1.27 \text{ cm}^2$
 No. $\phi 2m = 0$ PZAS
 $A 3m = 7.92 \text{ cm}^2$
 $\rho_{req} = 0.0204$

CENTRO
 $\rho_{req} = 0.0208$
 $\rho_{min} = 0.0013$
 ON FLECCION
 $A_s = 3.367 \text{ cm}^2$
 EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\phi 1m = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 1m = 1.96 \text{ cm}^2$
 No. $\phi 1m = 4$ PZAS
 $\phi 2m = 1/2 \text{ pulg.}$
 $A 2m = 1.27 \text{ cm}^2$
 No. $\phi 2m = 0$ PZAS
 $A 3m = 7.92 \text{ cm}^2$
 $\rho_{req} = 0.0208$

SECCION "B"
 $\rho_{req} = 0.0204$
 $\rho_{min} = 0.0013$
 ON FLECCION
 $A_s = 3.723 \text{ cm}^2$
 EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\phi 1m = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 1m = 1.96 \text{ cm}^2$
 No. $\phi 1m = 4$ PZAS
 $\phi 2m = 1/2 \text{ pulg.}$
 $A 2m = 1.27 \text{ cm}^2$
 No. $\phi 2m = 0$ PZAS
 $A 3m = 7.92 \text{ cm}^2$
 $\rho_{req} = 0.0204$

EXTREMO
 $\rho_{req} = 0.0209$
 $\rho_{min} = 0.0021$
 ON FLECCION
 $A_s = 5.946 \text{ cm}^2$
 EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\phi 1m = 3/4 \text{ pulg.}$
 $A 1m = 3.85 \text{ cm}^2$
 No. $\phi 1m = 0$ PZAS
 $\phi 2m = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 2m = 1.96 \text{ cm}^2$
 No. $\phi 2m = 4$ PZAS
 $A 3m = 7.92 \text{ cm}^2$
 $\rho_{req} = 0.0209$

DISEÑO POR CORTANTE

EXTREMO
 $V_{ur} = 18.007 \text{ Ton}$
 $V_{us} = 17.899 \text{ Ton}$

$V_{max} = 14.149 \text{ Ton}$
 SECCION "A"
 $V_{ur} = 13.267 \text{ Ton}$
 $V_{us} = 13.099 \text{ Ton}$

$V_{max} = 40.112 \text{ Ton}$
 CENTRO
 $V_{ur} = 13.267 \text{ Ton}$
 $V_{us} = 9.599 \text{ Ton}$

SECCION "B"
 $V_{ur} = 18.007 \text{ Ton}$
 $V_{us} = 9.089 \text{ Ton}$

EXTREMO
 $V_{ur} = 18.007 \text{ Ton}$
 $V_{us} = 29.499 \text{ Ton}$

EMPLEANDO ESTRIBOS

0.147

NUMERO DE BARRAS =

2

AREA NOMINAL =

0.71 cm²

DIAMETRO NOMINAL =

0.95 cm

SEPARACION DE ESTRIBOS

$S_{Eco} \phi = 33.1 \text{ cm/cm}^2$
 $S_{Eco} \phi = 32.80 \text{ cm}$
 $S1 \phi = 20.50 \text{ cm}$
 $S2 \phi = 40.5 \text{ cm}$
 $S3 \phi = 32.8 \text{ cm}$

$S_{Eco} \phi = 19.7 \text{ cm/cm}^2$
 $S_{Eco} \phi = 27.67 \text{ cm}$
 $S1 \phi = 20.50 \text{ cm}$
 $S2 \phi = 40.5 \text{ cm}$
 $S3 \phi = 32.8 \text{ cm}$

$S_{Eco} \phi = 20.3 \text{ cm/cm}^2$
 $S_{Eco} \phi = 40.19 \text{ cm}$
 $S1 \phi = 20.50 \text{ cm}$
 $S2 \phi = 40.5 \text{ cm}$
 $S3 \phi = 32.8 \text{ cm}$

$S_{Eco} \phi = 20.3 \text{ cm/cm}^2$
 $S_{Eco} \phi = 40.19 \text{ cm}$
 $S1 \phi = 411.26 \text{ cm}$
 $S2 \phi = 40.5 \text{ cm}$
 $S3 \phi = 32.8 \text{ cm}$

$S_{Eco} \phi = 20.3 \text{ cm/cm}^2$
 $S_{Eco} \phi = 40.19 \text{ cm}$
 $S1 \phi = 13.46 \text{ cm}$
 $S2 \phi = 40.5 \text{ cm}$
 $S3 \phi = 32.8 \text{ cm}$

$S1 = \frac{f_{ct} b d^2}{V_{ur}}$

$S2 = d/4$

$S3 = 24d/60$

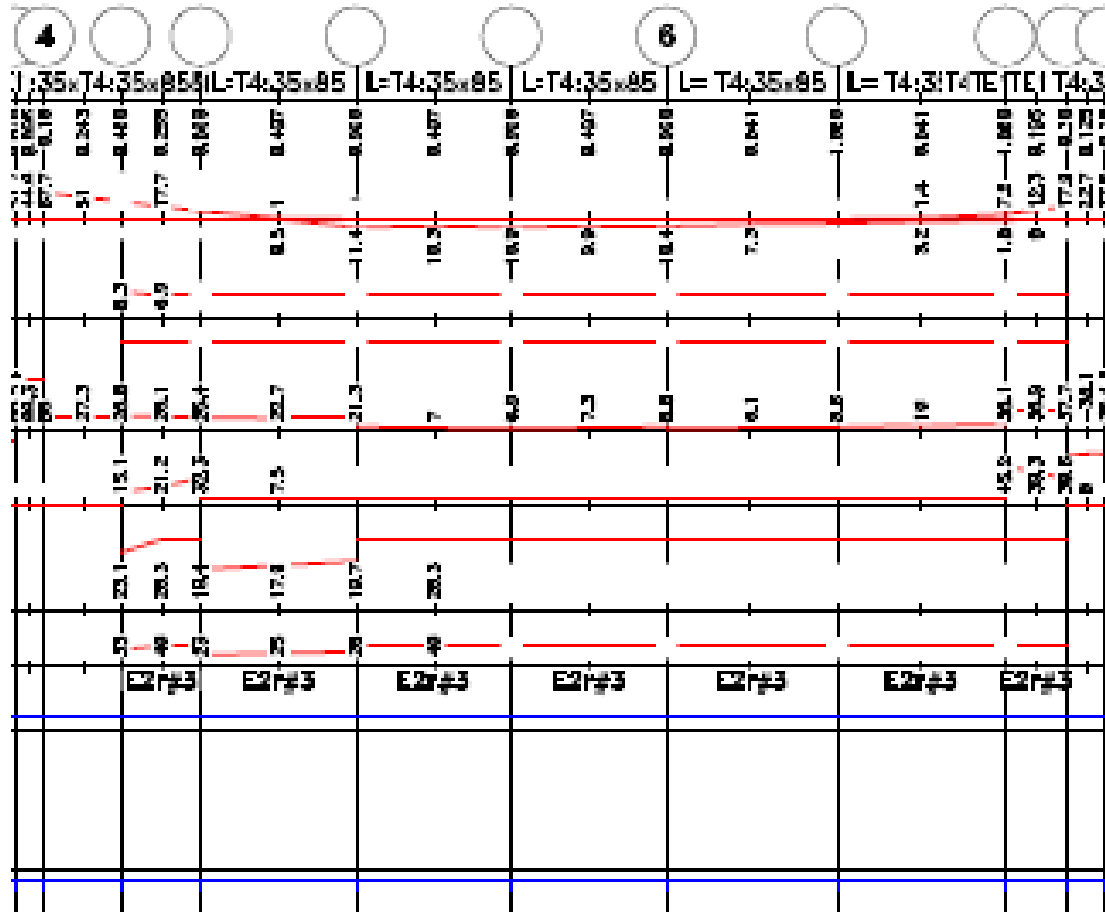


FIG. No. 13, ENVOLVENTE DE ELEMENTOS MECANICOS, DISEÑO DE TRABE Y PROPUESTA DE ACERO DE REFUERZO SEGÚN ECOgcw.

Se debe tener cuidado en la selección de los elementos mecánicos haciendo que en la hoja de Excel coincidan el momento y cortante correspondientes y también verificar que los elementos mecánicos no sean de las trabe con inercia infinita y que no se diseñan. Una de las ventajas en el uso del programa de análisis y diseño es que el cortante que proporciona inmediatamente después de una columna corresponde a una distancia “d” al paño de la columna que es la sección crítica, de igual forma las variaciones en la propuesta de separación de estribos y la cantidad de acero longitudinal sirven como guía para la propuesta final de armado.

VIII.- DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño de las columnas que realiza ECOgcW toma los efectos de segundo orden. El programa proporciona una impresión por planta del armado de acero longitudinal y una propuesta de acero transversal, la tabla siguiente corresponde al diseño columnas. En ella se puede apreciar la propuesta de acero longitudinal proporcionado por el programa, el armado que finalmente se dará a cada elemento y la separación de estribos según los criterios de las NTC-DEC, así como también como la propuesta del programa. Al final la separación de los estribos corresponde a la menor distancia calculada en cada elemento, siendo la separación de los estribos en los extremos de las columnas la mitad de la separación calculada.

COLUMNA	B	H	AREA	ρ ECO	AS LONG ECO	AREA As PROP.	ARMADO PROP.	ϕ VAR. MAYOR	ϕ ESTR.	Fy	Area ESTRIBO	# DE RAMAS
			cm ²		cm ²	cm ²		cm	cm	kg/cm ²	cm ²	
1.- C-1	15	60	900	0.45%	4.05	4.26	6#3	1.59	0.95	4200	0.71	4
2.- C-2	75	25	1875	1.03%	19.31	19.9	10#5	1.59	0.95	4200	0.71	4
3.- C-3	135	35	4725	0.17%	8.03	9.95	5#5	1.59	0.95	4200	0.71	4
4.- C-4	50	30	1500	0.38%	5.70	6.5	2#3+4#4	1.59	0.95	4200	0.71	4
5.- C-5	60	25	1500	0.10%	1.50	4.26	6#3	1.59	0.95	4200	0.71	4

SEP ESTRIBOS AL CENTRO DE COLUMNA			SEP. ESTRIBOS EN ESTREMOS DE COLUMA Y TRASLAPES				
S-1 $850*d_b/(F_y)^{1/2}$	S-2 $48d_b$	S-3 $b_{min}/2$	S-4 $b_{min}/4$	S-5 $6d_b$	S-6 10cm	S-7 ECO S/Av	S-7 ECO S/Av
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ² /cm
1.-	20.85	45.6	7.5	3.75	9.54	10	43.2
2.-	20.85	45.6	12.5	6.25	9.54	10	37.5
3.-	20.85	45.6	17.5	8.75	9.54	10	20.7
4.-	20.85	45.6	15	7.5	9.54	10	56.2
5.-	20.85	45.6	12.5	6.25	9.54	10	46.9

TABLA No. 4, RESUMEN DE DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO

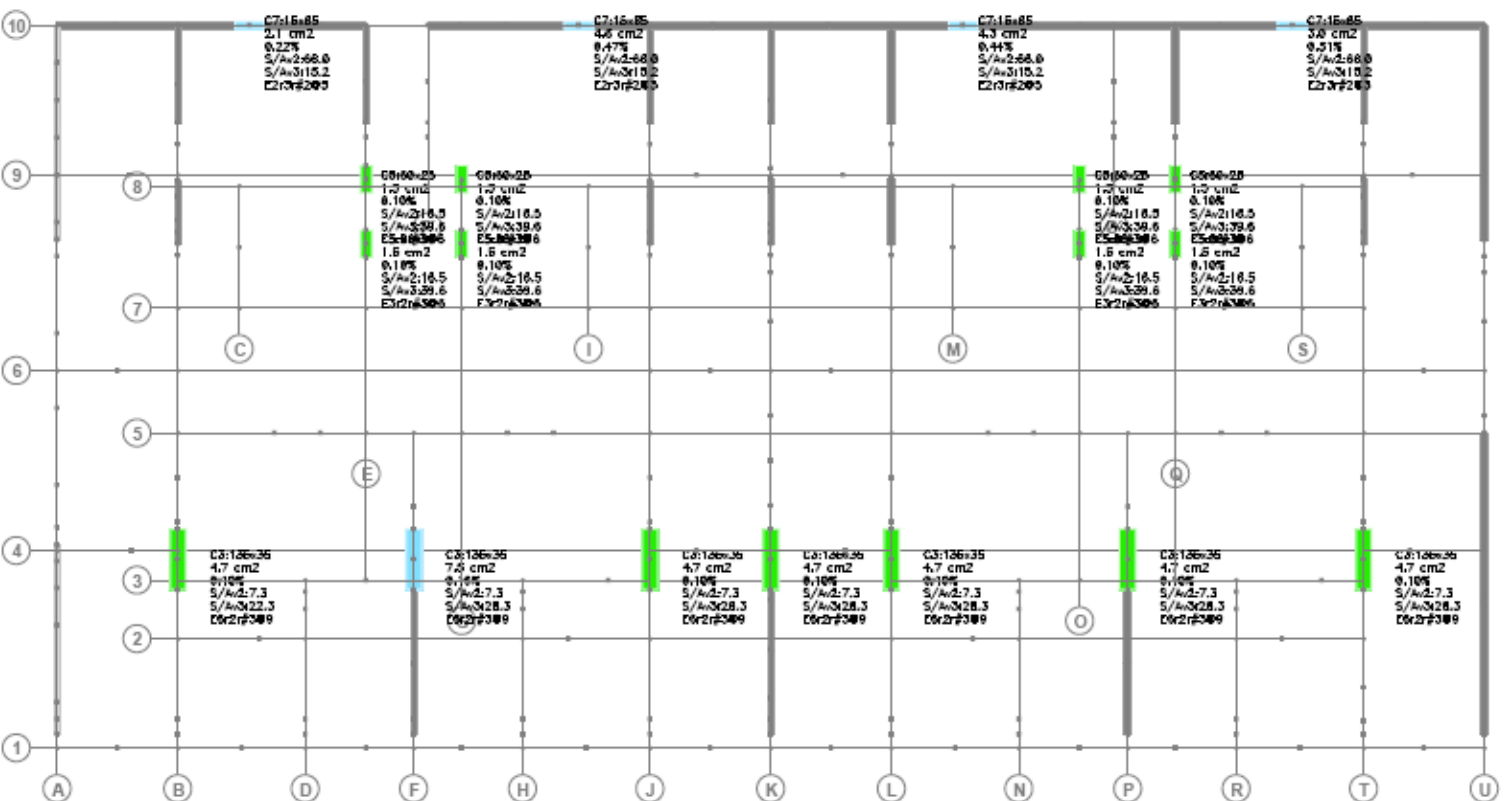


FIG. No. 14, EJEMPLO DE DISEÑO DE COLUMNAS ECOGCW, SÓTANO.

IX.- DISEÑO DE CIMENTACION

La capacidad del suelo considerada para el diseño de cimentación es igual a $q_a = 35 \text{ t/m}^2$. El concreto a emplear tiene una resistencia a la compresión $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, el acero de refuerzo tiene un esfuerzo de fluencia $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

DISEÑO ZAPATA CORRIDA, SEGUN NTC-2004

CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO $q_a := 35$	GEOMETRIA DE LA ZAPATA alero1 := 40 alero2 := 40 corona := 20 $L := \text{alero1} + \text{alero2} + \text{corona} \quad L = 100 \quad b := 100$ $H := 30 \quad r := 8 \quad d := H - r \quad d = 22 \quad A := b \cdot L \cdot 0.0001 \quad A = 1$
ELEMENTOS MECANICOS $W_t := 24.83$	PROPIEDADES CONCRETO $f'_c := 250 \quad f'_c := 0.8 \cdot f'_c \quad f'_c := \begin{cases} \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400}\right) \cdot (f'_c) & \text{if } (f'_c) > (280) \\ (0.85 \cdot f'_c) & \text{otherwise} \end{cases}$ $f'_c = 200$ $f'_c = 170$
PROPIEDADES CONCRETO $f'_c := 250$ $f'_c := 200$ $f'_c := 170$	PROPIEDADES ACERO $F_y := 4200$
$\rho_{\min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c}}{F_y}$ $\rho_{\min} = 0.0026$	FACTORES DE REDUCCION $F_{rf} := 0.8$ Flexión $F_{rc} := 0.7$ Cortante
$\rho_{\text{bal}} := \frac{4800}{F_y + 6000} \cdot \frac{f'_c}{F_y}$ $\rho_{\text{bal}} = 0.019$	PRESION DE DISEÑO $W_d := \frac{P_t}{A} \quad W_d = 25.55$ REVI := "OK" if $W_d \leq q_a \cdot 1.3$ "AUMENTAR SECCION" otherwise
$\rho_{\max} := 0.75 \cdot \rho_{\text{bal}}$ $\rho_{\max} = 0.0143$	PESO PROPIO DE ZAPATA Y PESO TOTAL (t/ml) $P_p := (b \cdot L \cdot H \cdot 2.4 \cdot 0.000001) \quad P_p = 0.72$ $P_t := P_p + W_t = 25.55$
PESO PROPIO DE ZAPATA Y PESO TOTAL (t/ml) $P_p := (b \cdot L \cdot H \cdot 2.4 \cdot 0.000001) \quad P_p = 0.72$ $P_t := P_p + W_t = 25.55$	OBTENIENDO ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO $M_{\max} := \frac{W_d \cdot \text{alero1}^2}{2 \cdot 10000} \quad V_{\max} := W_d \cdot \frac{\text{alero1}}{100}$ $M_{\max} = 2.044 \quad V_{\max} = 10.22$
EN LA SECCION CRITICA EL CORTANTES ES: $L_c := \text{alero1} - d \quad L_c = 18$ $V_{\max} := W_d \cdot L_c \cdot 0.01 \quad V_{\max} = 4.599$	DISEÑO POR FLEXION $q := 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{\max} \cdot 100000}{F_{rf} \cdot b \cdot d^2 \cdot (f'_c)}} \quad f'_c = 170$ $q = 0.032 \quad \rho_1 := \frac{q \cdot (f'_c)}{F_y} \quad \rho_1 = 0.00128$ $\rho := \begin{cases} \rho_{\min} & \text{if } \rho_1 < \rho_{\min} \\ \rho_1 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.00264$ $A_s := \rho \cdot L \cdot d = 5.798$
SEPARACION CALCULADA CON VARILLAS#4 $A_v := 1.27$ $S := \frac{A_v \cdot 100}{A_s} \quad S = 21.906$	SE COLOCARA $V_s \#4 @ 20 \text{cm} \quad S_r := 20$ $pr := \frac{L \cdot A_v}{S_r \cdot L \cdot d} = 0.0029$
REVISION POR CORTANTE CORTANTE MAXIMO RESISTENTE $V_{\max} := F_{rc} \cdot 0.5 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot 0.001 \quad V_{\max} = 10.89$ Condición1 := "OK, CONTINUAR" if $V_{\max} < V_{\max}$ "CAMBIA DIMENSIONES" otherwise	CORTANTE RESISTENTE $V_{cr} := \begin{cases} 0.5 \cdot F_{rc} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 0.001 & \text{if } pr \geq 0.015 \\ [0.001 \cdot F_{rc} \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot pr) \cdot \sqrt{f'_c}] & \text{otherwise} \end{cases} \quad V_{cr} = 5.61$ Condición2 := "PASA POR CORTANTE" if $V_{\max} < V_{cr}$ "CAMBIA DIMENSIONES" otherwise
Condición1 = "OK, CONTINUAR"	Condición2 = "PASA POR CORTANTE"
SUPERIOR EL ARMADO MINIMO POR FLEXION SERA: $\rho_{\min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c}}{F_y} \quad \rho_{\min} = 0.00264 \quad A_{s\min} := \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 5.798$	SEPARACION CALCULADA CON VARILLAS#4 $A_v := 1.27$ $S_t := \frac{A_v \cdot 100}{A_{s\min}} \quad S_t = 21.906$ SE COLOCARA $V_s \#4 @ 20 \text{cm}$

En el caso de las zapatas corridas la reacción considerada es igual al peso propio del muro del sótano, más la suma de todas las reacciones de los nodos de un muros, más las sumas de las reacciones de castillos ficticios y castillos reales sin considerar las descargas de las columnas, esto es en un tramo donde hay continuidad de muro en cualquier eje. Por ejemplo en el eje U existe un primer tramo de 6.65 metros y un segundo tramo de 4.73.

Las zapatas aisladas se diseñaron por flexión, el cortante en la zona crítica, el cortante por penetración, y es el diseño por cortante el que rige ya que los armados de las zapatas son en todos los casos por acero mínimo.

DISEÑO ZAPATA AISLADA, SEGUN NTC-2004
ZAPATA Z-2

ELEMENTOS MECANICOS

$P := 112$ $M_x := 2.81$ $M_y := 1.68$ $F_{rf} := 0.8$ $b := 100$
 $F_{rc} := 0.7$

GEOMETRIA DEL DADO

$D_x := 0.8$ $D_y := 0.3$

PROPIEDADES CONCRETO

$f'_c := 250$ $f'_c := 0.8 \cdot f'_c$ $f''_c := \begin{cases} \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400}\right) \cdot (f'_c) & \text{if } (f'_c) > (280) \\ (0.85 \cdot f'_c) & \text{otherwise} \end{cases}$
 $f'_c = 200$
 $f''_c = 170$

PROPIEDADES ACERO

$F_y := 4200$

CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO

$q_u := 35$

$\rho_{min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c}}{F_y}$ $\rho_{bal} := \frac{4800}{F_y + 6000} \cdot \frac{f'_c}{F_y}$ $\rho_{max} := 0.75 \cdot \rho_{bal}$

$\rho_{min} = 0.0026$ $\rho_{bal} = 0.019$ $\rho_{max} = 0.0143$

CALCULO DE EXCENTRICIDADES

$e_x := \frac{M_x}{P}$ $e_y := \frac{M_y}{P}$ $e_x = 0.025$ $e_y = 0.015$

PRESION DE DISEÑO

PROPORCIONANDO : $B_1 := 1.65$ $B_2 := 1.65$

$W_d := \frac{P}{(B_1 - 2 \cdot e_x) \cdot (B_2 - 2 \cdot e_y)}$ $W_d = 43.215$

$REVI := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } W_d \leq q_u \cdot 1.3 \\ \text{"AUMENTAR SECCION"} & \text{otherwise} \end{cases}$

GEOMETRIA DE ZAPATA

$H := 30$ $r := 7$ $d := H - r$ $L := (B_1 - D_x) \cdot 0.5$ $REVI = \text{"OK"}$
 $d = 23$ $L = 0.425$

OBTENIENDO ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO

ANALIZANDO COMO VIGA EMPOTRADA, EN EL LADO MAS DESFAVORABLE

$M_{max} := \frac{W_d \cdot L^2}{2}$ $V_{max} := W_d \cdot L$

$M_{max} = 3.903$ $V_{max} = 18.366$

EN LA SECCION CRITICA EL CORTANTES ES:

$L_c := L - d \cdot 0.01$ $L_c = 0.195$ $V_{maxc} := W_d \cdot L_c$ $V_{maxc} = 8.427$

OBTENIENDO ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO
 ANALIZANDO COMO VIGA EMPOTRADA, EN EL LADO MAS DESFAVORABLE

$$M_{max} := \frac{Wd \cdot L^2}{2} \quad V_{max} := Wd \cdot L$$

$M_{max} = 3.903$ $V_{max} = 18.366$

EN LA SECCION CRITICA EL CORTANTES ES:
 $L_c := L - d - 0.01$ $L_c = 0.195$

$$V_{maxc} := Wd \cdot L_c \quad V_{maxc} = 8.427$$

DISEÑO POR FLEXION

$$q := 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{max} \cdot 100000}{F_y \cdot b \cdot d^2 \cdot (f'_c)}} \quad q = 0.047 \quad \rho_l := \frac{q \cdot (f'_c)}{F_y} \quad \rho_l = 0.00191 \quad \rho := \begin{cases} \rho_{min} & \text{if } \rho_l < \rho_{min} \\ \rho_l & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\rho = 0.0026 \quad A_{ac} := \rho \cdot b \cdot d \quad A_s = 6.061$$

CON VARILLAS#4

SEPARACION CALCULADA

SEPARACION REAL

$$A_v := 1.27$$

$$s := \frac{A_v \cdot 100}{A_s} \quad s = 20.954$$

SE COLOCARA $V_s \# 3 @ 20 \text{cm}$

$$s_r := 20 \quad \rho_r := \frac{\frac{L}{s_r} \cdot A_v}{L \cdot d} = 0.0028$$

CORTANTE RESISTENTE DE LA SECCION

CORTANTE CRITICO ACTUANTE

$$V_{cr} := F_{rc} \cdot 0.5 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d - 0.001$$

$$V_{cr} = 11.38$$

$$V_{maxc} = 8.427$$

Condición := $\begin{cases} \text{"LA SECCION ES CAPAZ DE RESISTIR EL CORTANTE"} & \text{if } V_{maxc} < V_{cr} \\ \text{"PROPONER NUEVAS DIMENSIONES"} & \text{otherwise} \end{cases}$

Condición = "LA SECCION ES CAPAZ DE RESISTIR EL CORTANTE"

REVISION POR PENETRACION

$$\gamma := \frac{D_x}{D_y} = 2.667 \quad w := \begin{cases} F_{rc} \cdot (0.5 + \gamma) \cdot \sqrt{f'_c} & \text{if } 1 < 0.5 + \gamma \\ F_{rc} \cdot \sqrt{f'_c} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$w = 31.348$$

CORTANTE RESISTENTE POR PENETRACION, (kg/cm2)

$$\alpha_1 := 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \cdot \sqrt{\frac{D_x \cdot 100 + d}{D_y \cdot 100 + d}}}$$

$$\alpha_2 := 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \cdot \sqrt{\frac{D_y \cdot 100 + d}{D_x \cdot 100 + d}}}$$

$$\alpha_1 = 0.483$$

$$\alpha_2 = 0.325$$

$$J1 := \frac{d \cdot [(D_x \cdot 100) + d]^3}{6} + \frac{[(D_x \cdot 100) + d] \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot [(D_y \cdot 100) + d] \cdot [(D_x \cdot 100) + d]^2}{2}$$

$$J1 = 10863839$$

$$D_x = 0.8 \quad d = 23$$

$$J2 := \frac{d \cdot [(D_y \cdot 100) + d]^3}{6} + \frac{[(D_y \cdot 100) + d] \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot [(D_x \cdot 100) + d] \cdot [(D_y \cdot 100) + d]^2}{2}$$

$$J2 = 4005431$$

$$CAB1 := \frac{(D_x \cdot 100) + d}{2}$$

$$CAB2 := \frac{(D_y \cdot 100) + d}{2}$$

AREA CRITICA

$$A_c := [(D_x + D_y) \cdot 200 + 4 \cdot d] \cdot d = 7176$$

X.- REVISION DE DESPLAZAMIENTOS

De acuerdo a la sección 3.2.3.2 de las Normas Técnicas complementarias de Mampostería, la revisión de la distorsión lateral inelástica, calculada a través del conjunto de fuerzas horizontales reducidas, y multiplicada por el factor de comportamiento sísmico Q no excederá para este edificio en particular el valor de 0.0025 por emplearse mampostería confinada con refuerzo horizontal.

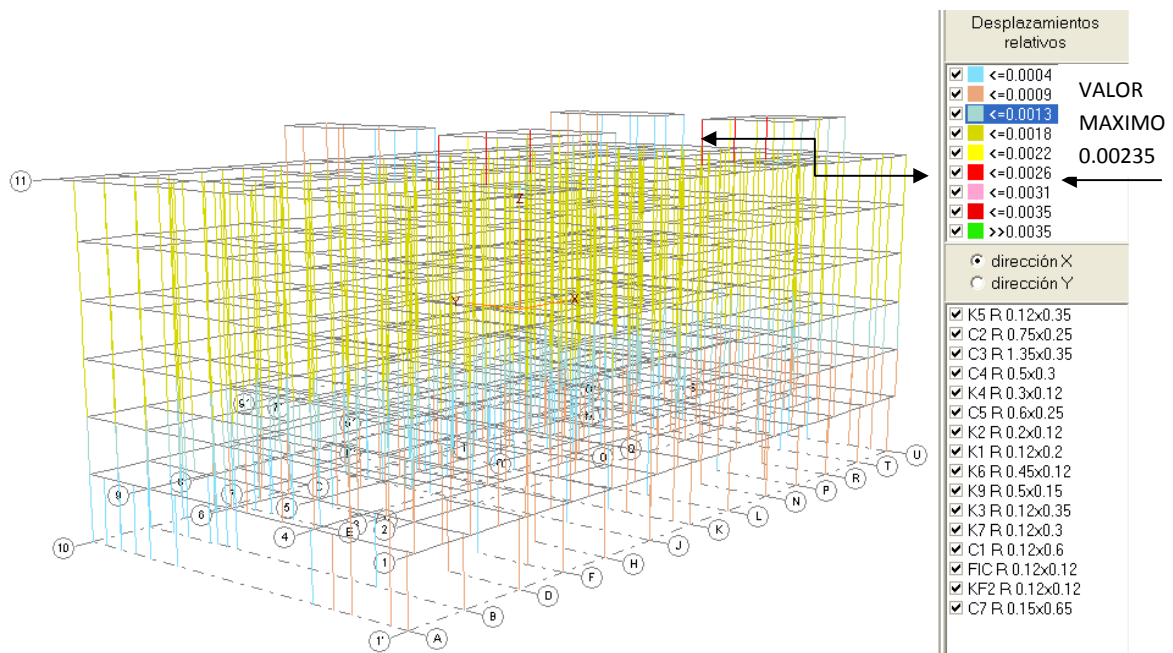


FIG. No. 15, DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCION X, VALOR MAXIMO 0.0026.

En la figura 14 se puede observar que los desplazamientos máximos en dirección "X", $\Delta_{\max X} = 0.00235$ valor ya multiplicado por el factor de comportamiento sísmico $Q = 2$, no exceden al parámetro máximo $\Delta_{\text{permisible}} = 0.0025$ expresado en la Norma.

De la misma forma al revisar los desplazamientos en la dirección "Y", el cual se puede observar en la figura 15, que el valor máximo de distorsión permitido por la Norma Técnica Complementaria de Mampostería no es excedido, siendo $\Delta_{\max Y} = 0.00109$.

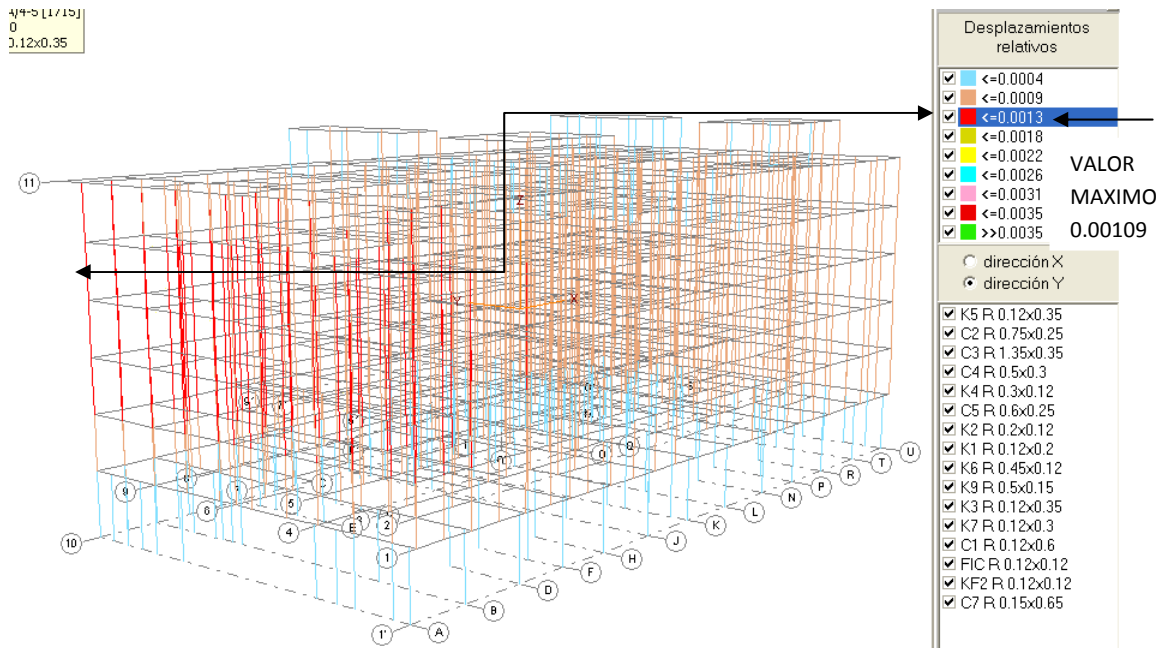


FIG. No. 16, DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCION Y, VALOR MAXIMO 0.00109.

Como parte de las revisiones de desplazamientos, las deformaciones horizontales en traveses se verificaron con la siguiente expresión: $\Delta_{max_h} = (L/240) + 0.5$, revisión al centro del claro y en donde la deformación real es la máxima de cada trabe, en donde L es la longitud entre apoyos en centímetros, valor que no es excedido.

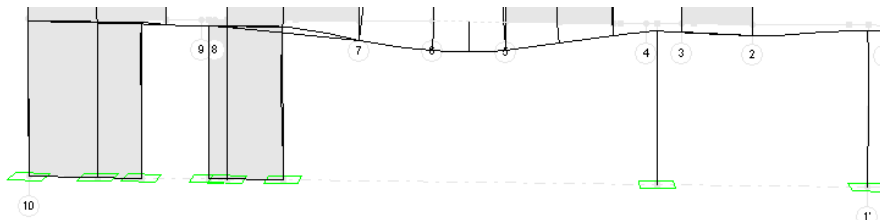


FIG. No. 17, DESPLAZAMIENTO MAXIMO HORIZONTAL EN EL EJE J, VALOR MAXIMO 0.19cm.

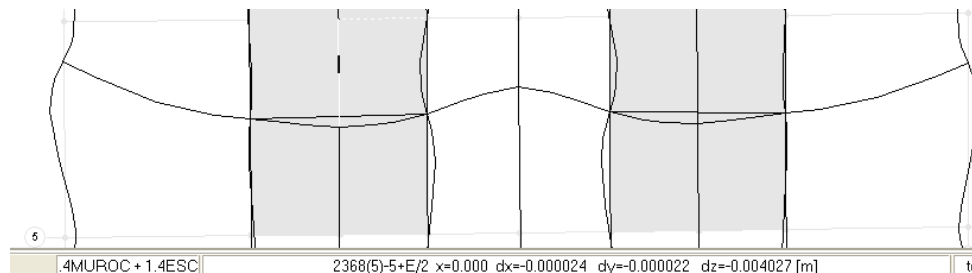


FIG. No. 18, DESPLAZAMIENTO MAXIMO HORIZONTAL EN EL EJE 5, VALOR MAXIMO 0.40cm.

CONCLUSIONES

El diseño de esta estructura se hizo respetando los estados límite de servicio, deformaciones, y los estados límite de falla, esfuerzos.

El uso del programa ECOgcW tiene la ventaja sobre cualquier programa de análisis y diseño de estructuras de concreto una mejor integración del RCDF y las NTC-DEC, dando resultados en los elementos de concreto de forma tal que los diseños pueden ser revisados de una forma más rápida.

El tener una planta baja flexible provoca que una cantidad importante de muros tenga que construirse con concreto reforzado para poder resistir principalmente las acciones de fuerza cortante. No obstante lo anterior por el criterio de selección de muros de concreto que debieron ser incorporados debido a que el diseño previo como muros de mampostería se rebasaba el cortante máximo resistente de la sección, como mampostería, no implica que la mitad de los muros en los niveles inferiores tengan que ser de concreto.

Los primeros 3 niveles se observa una cantidad importante de muros de concreto reforzado, cercana a la cuarta parte del total de los muros en cada dirección, disminuyendo en los pisos superiores hasta tener un solo dos muros de concreto reforzado en el nivel 7 y ninguno en la azotea, nivel 8.

Las columnas de planta baja están armadas prácticamente con acero mínimo, lo mismo sucede con las zapatas. En los niveles superiores los armados no rebasan el 3% máximo que se presenta solo en algunas secciones, estas columnas están ubicadas en el eje 10, el resto de los elementos verticales son castillos.

Cabe destacar que la mayoría de los elementos estructurales están embebidos en el espesor del muro.

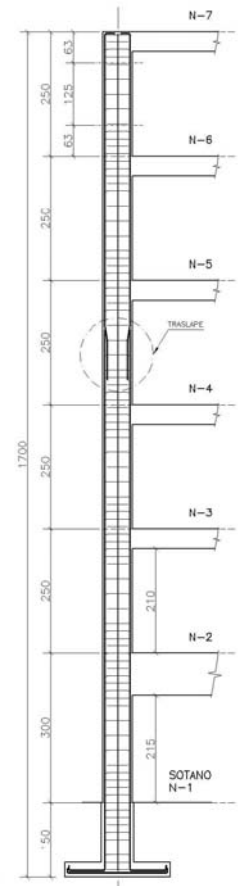
Finalmente se concluye que la estructura cumple con los requisitos de por sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, también se cumple con diseño estructural del RCDF y sus Normas Técnicas Complementarias en todos los elementos de concreto reforzado y mampostería confinada, otorgando a la estructura el nivel de seguridad esperado en dicho reglamento. Los detalles de dibujo y las plantas estructurales tienen el mismo objetivo, representando la separación de estribos, traslapes, anclajes, materiales a emplear, etc.

REFERENCIAS

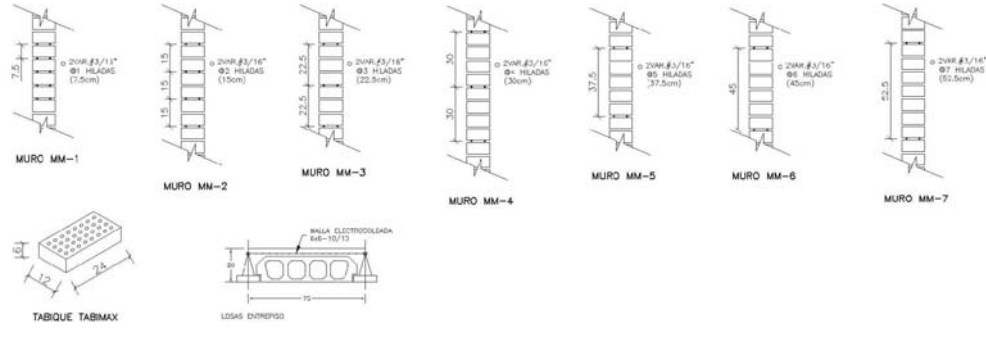
- 1.- González Cuevas, O., Robles Fernández, F., “Aspectos fundamentales del concreto reforzado”, Editorial Limusa, cuarta edición 2007.
- 2.- Departamento del Distrito Federal, “Reglamento para Construcciones”, Gaceta oficial del departamento del D.F., 2004.
- 3.- Departamento del Distrito Federal, “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 2004.
- 4.- Comisión Federal de Electricidad, “Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo”, México D.F., 1993.
- 5.- Departamento del Distrito Federal, “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo”, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 2004.
- 6.- Departamento del Distrito Federal, “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería”, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 2004.
- 7.- Departamento del Distrito Federal, “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones”, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 2004.
- 8.- Instituto de Ingeniería, “Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, serie No. ES-2, UNAM, México D.F., noviembre de 1991.
- 9.- Piralla, Melli, “Diseño Estructural”, Editorial Limusa, México D.F. 1995.
- 10.- Piralla, Melli, Bazán, Enrique, “Diseño Sísmico de Edificios”, Editorial Limusa, México D.F. 2001.
- 11.- Fundación ICA “Edificaciones de Mampostería para Vivienda”, México D.F. 2001.
- 12.- Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Comité de Mampostería, “Guía para el Análisis de Estructuras de Mampostería”, México D.F. 2007.
- 13.- Hernández Basilio O. “Comportamiento de Muros Confinados construidos con Tabique TABIMAX ante Cargas Laterales Alternadas”, Informe 01/98, Laboratorio de Materiales, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1998..
- 14.- Corona, Gerardo “ECOgcW”, Análisis y Diseño de edificios de Concreto.

DETALLES DE DIBUJO

SECCIONES DE COLUMNAS Y CASTILLOS				
SECCION	SECCION	SECCION	SECCION	SECCION
<p>COLUMNA C-1 EJE 10</p>	<p>COLUMNA C-2 ESTACIONAMIENTO</p>	<p>COLUMNA C-4 ESTACIONAMIENTO</p>	<p>COLUMNA C-5 ESTACIONAMIENTO</p>	<p>COLUMNA C-6 ESTACIONAMIENTO</p>
<p>COLUMNA C-3 PB</p>	<p>CASTILLO K-1 N2 al N7</p>	<p>CASTILLO K-2 EST. al N7</p>	<p>CASTILLO K-3 N1 al N7</p>	<p>CASTILLO K-4 EST. al N7</p>
	<p>CASTILLO K-5 N1 al N7</p>	<p>CASTILLO K-6 N1 al N7</p>	<p>CASTILLO K-7 EJE 10, EST. al N3</p>	<p>CASTILLO K-7 EJE 10, N4 al N7</p>



TRASLUPE DE ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS Y CASTILLOS



ANEXOS

- A).- IMPRESIÓN DE DATOS Y RESULTADOS DE ANALISIS SIMICO
 - A.1).- MODELO 1, TESINA 1-C.ECW
 - B.1).- MODELO 2, TESINA 9-C.ECW
 - C.1).- MODELO 3, TESINA 10-C.ECW
- B).- HOJAS DE CALCULO DISEÑO DE CIMENTACION
- C).- HOJAS DE CALCULO DISEÑO DE MUROS
 - C.1).- HOJAS DE CALCULO DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERIA
 - C.2).- HOJAS DE CALCULO DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO
- D).- HOJAS DE CALCULO DISEÑO DE COLUMNAS
- E).- HOJAS DE CALCULO DISEÑO DE TRABES

DATOS ANÁLISIS SISMICO

Reglamento: CFE.1993
 Tipo de análisis: Dinámico
 Cálculo de respuestas: Cortantes equivalentes
 Modos a calcular: 12
 Niveles sin masa: 0
 Grupo: B
 Zona: C
 Suelo: I
 QX: 2
 QY: 2
 kQ: 0.8 (irregular)
 ex.accidental: 0.1 B
 c: 0.36
 a0: 0.36
 Ta: 0 seg
 Tb: 0.6 seg
 r: 0.5

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO [CFE1993]

Modo	Período (seg)	Aceleración espectral	Coef.Participación		Q'x	Q'y
			x	y		
1	0.359	0.360	13.229	0.197	1.600	1.600
2	0.239	0.360	-0.665	13.449	1.600	1.600
3	0.204	0.360	1.812	3.513	1.600	1.600
4	0.105	0.360	-7.872	0.025	1.600	1.600
5	0.077	0.360	-0.042	0.319	1.600	1.600
6	0.075	0.360	-1.416	1.029	1.600	1.600
7	0.073	0.360	-0.349	6.149	1.600	1.600
8	0.067	0.360	2.119	2.070	1.600	1.600
9	0.056	0.360	4.414	-0.291	1.600	1.600
10	0.045	0.360	-0.087	1.942	1.600	1.600
11	0.045	0.360	-0.180	-0.962	1.600	1.600
12	0.041	0.360	1.013	-3.688	1.600	1.600

PESO TOTAL EN SISMO 2742.96 T

CORTANTES BASALES

estático total X: 617.17 T
 Y: 617.17 T
 estático reducido X: 617.17 T
 Y: 617.17 T
 a0*Wt: 987.47 T
 mínimo X: 493.73 T [factor: 0.8]
 Y: 493.73 T

Modo	Peso modal efectivo		% de peso total	
	x (T)	y (T)	x	y
1	1716.84	0.38	62.59	0.01
2	4.34	1774.37	0.16	64.69
3	32.22	121.04	1.17	4.41
4	607.98	0.01	22.17	0.00
5	0.02	1.00	0.00	0.04
6	19.67	10.38	0.72	0.38
7	1.19	370.90	0.04	13.52
8	44.04	42.04	1.61	1.53
9	191.17	0.83	6.97	0.03
10	0.07	36.99	0.00	1.35
11	0.32	9.08	0.01	0.33
12	10.07	133.41	0.37	4.86
Suma	2627.94	2500.43	95.81	91.16

Modo	Cortantes basales		Mz (T*m)	Alturas efectivas		Momentos de volteo	
	Vx (T)	Vy (T)		Hx (m)	Hy (m)	Mx (T*m)	My (T*m)
1	386.29	0.09	428.89	11.926	12.052	4607.03	1.03
2	0.98	399.23	2538.75	10.210	11.520	9.97	4599.32
3	7.25	27.23	39985.00	9.361	11.352	67.87	309.15
4	136.80	0.00	8.90	2.813	-2.311	384.85	0.00
5	0.00	0.22	4.21	2.503	3.275	0.01	0.74
6	4.43	2.34	450.68	4.550	1.626	20.14	3.80
7	0.27	83.45	1019.72	-1.216	1.423	-0.33	118.72
8	9.91	9.46	8132.11	1.370	0.985	13.57	9.32
9	43.01	0.19	1188.28	2.194	1.145	94.38	0.21
10	0.02	8.32	2.60	-4.526	4.356	-0.08	36.25
11	0.07	2.04	30.65	-2.181	4.600	-0.16	9.39
12	2.27	30.02	27.64	0.680	2.043	1.54	61.32
Comb	414.24	420.12	41891.56			4629.80	4698.08

ESTIMACIÓN DE RIGIDECES DE ENTREPISO

Nivel	C o r t a n t e		Desplaz. C.Masa		Desplaz.Relativo		Rigidez de Entrepiso	
	X (T)	Y (T)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (T/m)	Y (T/m)
7	16.19	14.50	0.01012	0.00334	0.00038	0.00076	42874.09	19199.20
6	152.04	141.67	0.00975	0.00410	0.00195	0.00061	78077.76	230555.02
5	246.03	239.62	0.00780	0.00348	0.00212	0.00076	116178.22	314840.70
4	313.58	314.11	0.00568	0.00272	0.00214	0.00086	146538.94	366644.13
3	362.07	368.42	0.00354	0.00186	0.00189	0.00086	191545.50	426838.78

ESTIMACIÓN DE RIGIDECES DE ENTREPISO

Nivel	Cortante		Desplaz. C.Masa		Desplaz.Relativo		Rigidez de Entrepiso	
	X (T)	Y (T)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (T/m)	Y (T/m)
2	391.76	401.78	0.00165	0.00100	0.00120	0.00073	325534.64	549749.52
1	414.24	420.12	0.00045	0.00027	0.00045	0.00027	927503.64	1550513.12

SISMO EN DIRECCION X

Nudo	Respuestas totales			Centro de masa		Ex.Accid. 0.1b (m)	Ex.Din ed (m)	Posiciones F.Sísmica	
	Fx (T)	Fy (T)	Mz (T*m)	x (m)	y (m)			Y1 (m)	Y2 (m)
Df: 1+D/7	2.51	0.16	0.29	7.860	1.918	1.241	0.114	3.272	0.564
Df: 5+E/7	7.14	0.45	0.75	7.861	9.690	1.241	0.106	11.036	8.343
Df: 5+O/7	7.14	0.45	0.75	23.579	9.690	1.241	0.106	11.036	8.343
Df: 1+N/7	2.51	0.16	0.29	23.580	1.918	1.241	0.114	3.272	0.564
Df: 1+A/6	159.65	8.28	263.78	15.647	8.455	1.723	1.652	11.830	5.079
1+F/6	0.70	0.04		7.860	0.000	1.723		1.723	-1.723
1015(F)/6	0.43	0.02		7.860	1.851	1.723		3.574	0.128
1+P/6	0.70	0.04		23.580	0.000	1.723		1.723	-1.723
1071(P)/6	0.43	0.02		23.580	1.851	1.723		3.574	0.128
Df: 1+A/5	112.03	4.02	165.19	15.690	8.127	1.596	1.475	11.197	5.057
Df: 1+U/4	80.51	3.53	109.26	15.688	8.128	1.596	1.357	11.080	5.175
Df: 1+U/3	57.79	2.81	109.76	15.685	8.129	1.596	1.899	11.623	4.634
Df: 1+A/2	35.33	1.90	89.36	15.682	8.364	1.596	2.529	12.489	4.239
2198(1)/2	0.01	0.00		4.060	0.000	1.596		1.596	-1.596
2200(1)/2	0.01	0.00		11.660	0.000	1.596		1.596	-1.596
2202(1)/2	0.01	0.00		19.780	0.000	1.596		1.596	-1.596
2204(1)/2	0.01	0.00		27.380	0.000	1.596		1.596	-1.596
Df: 1+D/1	26.75	2.80	22.02	15.743	7.780	1.596	0.823	10.199	5.361
145p/1	0.02	0.00		8.910	12.553	1.596		14.149	10.958
2351p/1	0.02	0.00		22.530	12.553	1.596		14.149	10.958
SUMA	493.73	24.69	761.45						

Nota: Las fuerzas Fx se multiplicaron por 1.1919 para cumplir con cortante basal mínimo

SISMO EN DIRECCION Y

Nudo	Respuestas totales			Centro de masa		Ex.Accid. 0.1b (m)	Ex.Din ed (m)	Posiciones F.Sísmica	
	Fx (T)	Fy (T)	Mz (T*m)	x (m)	y (m)			X1 (m)	X2 (m)
Df: 1+D/7	0.23	2.22	0.27	7.860	1.918	2.052	0.120	10.032	5.688
Df: 5+E/7	0.67	6.30	0.70	7.861	9.690	2.052	0.111	10.024	5.698
Df: 5+O/7	0.67	6.30	0.70	23.579	9.690	2.052	0.111	25.742	21.416
Df: 1+N/7	0.23	2.22	0.27	23.580	1.918	2.052	0.120	25.752	21.408
Df: 1+A/6	7.47	147.36	411.01	15.647	8.455	3.144	2.789	21.580	9.714
1+F/6	0.03	0.65		7.860	0.000	3.144		11.004	4.716
1015(F)/6	0.02	0.40		7.860	1.851	3.144		11.004	4.716
1+P/6	0.03	0.65		23.580	0.000	3.144		26.724	20.436
1071(P)/6	0.02	0.40		23.580	1.851	3.144		26.724	20.436
Df: 1+A/5	2.56	115.11	303.49	15.690	8.127	3.144	2.637	21.471	9.910
Df: 1+U/4	4.44	87.54	229.15	15.688	8.128	3.144	2.618	21.450	9.926
Df: 1+U/3	1.59	63.83	167.27	15.685	8.129	3.144	2.620	21.450	9.921
Df: 1+A/2	1.01	39.15	99.96	15.682	8.364	3.144	2.553	21.379	9.984
2198(1)/2	0.00	0.02		4.060	0.000	3.144		7.204	0.916
2200(1)/2	0.00	0.02		11.660	0.000	3.144		14.804	8.516
2202(1)/2	0.00	0.02		19.780	0.000	3.144		22.924	16.636
2204(1)/2	0.00	0.02		27.380	0.000	3.144		30.524	24.236
Df: 1+D/1	5.68	21.51	56.04	15.743	7.780	3.144	2.606	21.493	9.994
145p/1	0.01	0.02		8.910	12.553	3.144		12.054	5.766
2351p/1	0.00	0.02		22.530	12.553	3.144		25.674	19.386
SUMA	24.69	493.73	1268.85						

Nota: Las fuerzas Fy se multiplicaron por 1.1752 para cumplir con cortante basal mínimo

DATOS ANÁLISIS SISMICO

Reglamento: CFE.1993
 Tipo de análisis: Dinámico
 Cálculo de respuestas: Cortantes equivalentes
 Modos a calcular: 12
 Niveles sin masa: 1
 Grupo: B
 Zona: C
 Suelo: I
 QX: 1.532
 QY: 1.532
 kQ: 0.8 (irregular)
 ex.accidental: 0.1 B
 c: 0.36
 a0: 0.36
 Ta: 0 seg
 Tb: 0.6 seg
 r: 0.5

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO [CFE1993]

Modo	Período (seg)	Aceleración espectral	Coef.Participación		Q'x	Q'y
			x	y		
1	0.325	0.360	12.564	0.203	1.226	1.226
2	0.213	0.360	-0.554	12.617	1.226	1.226
3	0.183	0.360	1.134	3.677	1.226	1.226
4	0.091	0.360	-6.132	-0.160	1.226	1.226
5	0.073	0.360	0.016	-0.170	1.226	1.226
6	0.071	0.360	-1.092	-0.009	1.226	1.226
7	0.066	0.360	-0.271	5.326	1.226	1.226
8	0.058	0.360	0.467	1.171	1.226	1.226
9	0.047	0.360	3.206	0.114	1.226	1.226
10	0.044	0.360	-0.564	0.560	1.226	1.226
11	0.044	0.360	-0.336	-0.906	1.226	1.226
12	0.036	0.360	0.038	2.690	1.226	1.226

PESO TOTAL EN SISMO 2101.04 T

CORTANTES BASALES

estático total X: 617.15 T
 Y: 617.15 T
 estático reducido X: 617.15 T
 Y: 617.15 T
 a0*Wt: 756.37 T
 mínimo X: 493.72 T [factor: 0.8]
 Y: 493.72 T

Modo	Peso modal efectivo		% de peso total	
	x (T)	y (T)	x	y
1	1548.44	0.41	73.70	0.02
2	3.01	1561.69	0.14	74.33
3	12.62	132.60	0.60	6.31
4	368.92	0.25	17.56	0.01
5	0.00	0.28	0.00	0.01
6	11.70	0.00	0.56	0.00
7	0.72	278.32	0.03	13.25
8	2.14	13.46	0.10	0.64
9	100.85	0.13	4.80	0.01
10	3.12	3.07	0.15	0.15
11	1.11	8.06	0.05	0.38
12	0.01	71.00	0.00	3.38
Suma	2052.65	2069.27	97.70	98.49

Modo	Cortantes basales		Mz (T*m)	Alturas efectivas		Momentos de volteo	
	Vx (T)	Vy (T)		Hx (m)	Hy (m)	Mx (T*m)	My (T*m)
1	454.83	0.12	794.68	9.753	9.575	4436.02	1.14
2	0.88	458.72	3602.61	10.674	9.432	9.43	4326.56
3	3.71	38.95	45406.26	11.908	9.293	44.15	361.94
4	108.36	0.07	39.42	1.449	3.206	157.00	0.24
5	0.00	0.08	0.89	0.000	2.954	0.00	0.24
6	3.44	0.00	19.29	4.812	0.000	16.54	0.00
7	0.21	81.75	613.37	2.239	-0.077	0.47	-6.28
8	0.63	3.95	9918.75	2.964	-0.717	1.87	-2.83
9	29.62	0.04	68.17	1.486	0.704	44.01	0.03
10	0.92	0.90	33.69	0.869	5.019	0.80	4.53
11	0.33	2.37	14.35	0.785	4.375	0.26	10.36
12	0.00	20.86	28.23	-1.426	1.217	-0.01	25.38
Comb	469.55	480.49	47825.48			4441.98	4449.94

ESTIMACIÓN DE RIGIDECES DE ENTREPISO

Nivel	C o r t a n t e		Desplaz. C.Masa		Desplaz.Relativo		Rigidez de Entrepiso	
	X (T)	Y (T)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (T/m)	Y (T/m)
7	19.92	17.23	0.01037	0.00346	0.00021	0.00065	96922.38	26569.37
6	188.10	176.97	0.01017	0.00411	0.00221	0.00068	84980.24	259074.79
5	306.25	298.28	0.00795	0.00342	0.00242	0.00085	126799.85	348876.02
4	390.04	388.69	0.00554	0.00257	0.00241	0.00095	162138.70	407366.13
3	444.35	449.99	0.00313	0.00161	0.00203	0.00093	219171.81	485854.66

ESTIMACIÓN DE RIGIDECES DE ENTREPISO

Nivel	C o r t a n t e		Desplaz. C.Masa		Desplaz.Relativo		Rigidez de Entrepiso	
	X (T)	Y (T)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (T/m)	Y (T/m)
2	469.55	480.49	0.00110	0.00069	0.00110	0.00069	425214.36	698912.39

SISMO EN DIRECCION X

Nudo	Respuestas totales			Centro de masa		Ex.Accid. 0.1b (m)	Ex.Din ed (m)	Posiciones F.Sísmica	
	Fx (T)	Fy (T)	Mz (T*m)	x (m)	y (m)			Y1 (m)	Y2 (m)
Df: 1+D/7	2.73	0.10	0.40	7.860	1.918	1.241	0.147	3.306	0.530
Df: 5+E/7	7.75	0.28	1.06	7.861	9.690	1.241	0.137	11.067	8.312
Df: 5+O/7	7.75	0.28	1.06	23.579	9.690	1.241	0.137	11.067	8.312
Df: 1+N/7	2.73	0.10	0.40	23.580	1.918	1.241	0.147	3.306	0.530
Df: 1+A/6	174.36	7.08	286.74	15.647	8.455	1.723	1.645	11.822	5.087
1+F/6	0.77	0.03		7.860	0.000	1.723		1.723	-1.723
1015(F)/6	0.47	0.02		7.860	1.851	1.723		3.574	0.128
1+P/6	0.77	0.03		23.580	0.000	1.723		1.723	-1.723
1071(P)/6	0.47	0.02		23.580	1.851	1.723		3.574	0.128
Df: 1+A/5	124.23	5.44	177.58	15.690	8.127	1.596	1.429	11.152	5.102
Df: 1+U/4	88.10	4.01	128.57	15.688	8.128	1.596	1.459	11.183	5.073
Df: 1+U/3	57.10	2.82	93.71	15.680	8.129	1.596	1.641	11.366	4.892
Df: 1+A/2	26.46	1.43	47.60	15.682	8.364	1.596	1.799	11.758	4.969
2197(1)/2	0.01	0.00		4.060	0.000	1.596		1.596	-1.596
2199(1)/2	0.01	0.00		11.660	0.000	1.596		1.596	-1.596
2201(1)/2	0.01	0.00		19.780	0.000	1.596		1.596	-1.596
2203(1)/2	0.01	0.00		27.380	0.000	1.596		1.596	-1.596
SUMA	493.72	21.65	737.13						

Nota: Las fuerzas Fx se multiplicaron por 1.0515 para cumplir con cortante basal mínimo

SISMO EN DIRECCION Y

Nudo	Respuestas totales			Centro de masa		Ex.Accid. 0.1b (m)	Ex.Din ed (m)	Posiciones F.Sísmica	
	Fx (T)	Fy (T)	Mz (T*m)	x (m)	y (m)			X1 (m)	X2 (m)
Df: 1+D/7	0.22	2.30	0.18	7.860	1.918	2.052	0.077	9.989	5.731
Df: 5+E/7	0.63	6.55	0.47	7.861	9.690	2.052	0.071	9.984	5.738
Df: 5+O/7	0.63	6.55	0.47	23.579	9.690	2.052	0.071	25.702	21.456
Df: 1+N/7	0.22	2.30	0.18	23.580	1.918	2.052	0.077	25.709	21.451
Df: 1+A/6	8.91	161.84	537.40	15.647	8.455	3.144	3.321	22.111	9.182
1+F/6	0.04	0.71		7.860	0.000	3.144		11.004	4.716
1015(F)/6	0.02	0.44		7.860	1.851	3.144		11.004	4.716
1+P/6	0.04	0.71		23.580	0.000	3.144		26.724	20.436
1071(P)/6	0.02	0.44		23.580	1.851	3.144		26.724	20.436
Df: 1+A/5	6.29	124.64	419.09	15.690	8.127	3.144	3.362	22.197	9.184
Df: 1+U/4	3.56	92.90	310.78	15.688	8.128	3.144	3.345	22.177	9.199
Df: 1+U/3	1.44	62.99	202.91	15.680	8.129	3.144	3.221	22.045	9.315
Df: 1+A/2	-0.40	31.29	89.90	15.682	8.364	3.144	2.873	21.699	9.665
2197(1)/2	0.00	0.01		4.060	0.000	3.144		7.204	0.916
2199(1)/2	0.00	0.01		11.660	0.000	3.144		14.804	8.516
2201(1)/2	0.00	0.01		19.780	0.000	3.144		22.924	16.636
2203(1)/2	0.00	0.01		27.380	0.000	3.144		30.524	24.236
SUMA	21.65	493.72	1561.37						

Nota: Las fuerzas Fy se multiplicaron por 1.0275 para cumplir con cortante basal mínimo

DATOS ANÁLISIS SISMICO

Reglamento: CFE.1993
 Tipo de análisis: Dinámico
 Cálculo de respuestas: Cortantes equivalentes
 Modos a calcular: 12
 Niveles sin masa: 0
 Grupo: B
 Zona: C
 Suelo: I
 QX: 2
 QY: 2
 kQ: 0.8 (irregular)
 ex.accidental: 0.1 B
 c: 0.36
 a0: 0.36
 Ta: 0 seg
 Tb: 0.6 seg
 r: 0.5

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO [CFE1993]

Modo	Período (seg)	Aceleración espectral	Coef.Participación		Q'x	Q'y
			x	y		
1	0.330	0.360	13.382	0.077	1.600	1.600
2	0.214	0.360	-0.725	13.345	1.600	1.600
3	0.176	0.360	2.019	4.603	1.600	1.600
4	0.099	0.360	8.346	-0.182	1.600	1.600
5	0.077	0.360	-0.012	0.127	1.600	1.600
6	0.075	0.360	-1.492	0.519	1.600	1.600
7	0.068	0.360	0.373	-6.430	1.600	1.600
8	0.061	0.360	2.241	2.696	1.600	1.600
9	0.052	0.360	-3.722	0.732	1.600	1.600
10	0.045	0.360	-0.186	-1.238	1.600	1.600
11	0.045	0.360	-0.018	1.476	1.600	1.600
12	0.039	0.360	-1.477	1.915	1.600	1.600

PESO TOTAL EN SISMO 2774.84 T

CORTANTES BASALES

estático total X: 624.34 T
 Y: 624.34 T
 estático reducido X: 624.34 T
 Y: 624.34 T
 a0*Wt: 998.94 T
 mínimo X: 499.47 T [factor: 0.8]
 Y: 499.47 T

Modo	Peso modal efectivo		% de peso total	
	x (T)	y (T)	x	y
1	1756.63	0.06	63.31	0.00
2	5.16	1747.12	0.19	62.96
3	39.99	207.87	1.44	7.49
4	683.29	0.32	24.62	0.01
5	0.00	0.16	0.00	0.01
6	21.84	2.64	0.79	0.10
7	1.37	405.64	0.05	14.62
8	49.28	71.31	1.78	2.57
9	135.89	5.26	4.90	0.19
10	0.34	15.03	0.01	0.54
11	0.00	21.37	0.00	0.77
12	21.39	35.96	0.77	1.30
Suma	2715.17	2512.74	97.85	90.55

Modo	Cortantes basales		Mz (T*m)	Alturas efectivas		Momentos de volteo	
	Vx (T)	Vy (T)		Hx (m)	Hy (m)	Mx (T*m)	My (T*m)
1	395.24	0.01	287.63	11.845	13.287	4681.45	0.17
2	1.16	393.10	4125.17	8.469	11.416	9.83	4487.67
3	9.00	46.77	39809.38	7.582	11.042	68.22	516.44
4	153.74	0.07	0.23	2.695	2.201	414.29	0.16
5	0.00	0.04	1.43	0.000	6.470	0.00	0.23
6	4.91	0.59	258.99	4.106	2.224	20.17	1.32
7	0.31	91.27	2032.17	-2.533	1.490	-0.78	135.95
8	11.09	16.04	5928.19	0.532	0.518	5.90	8.31
9	30.58	1.18	4002.30	1.777	0.775	54.32	0.92
10	0.08	3.38	2.01	6.737	4.334	0.51	14.66
11	0.00	4.81	1.38	0.000	4.032	0.00	19.39
12	4.81	8.09	48.86	0.578	1.586	2.78	12.83
Comb	427.58	418.74	41951.65			4705.48	4626.69

ESTIMACIÓN DE RIGIDECES DE ENTREPISO

Nivel	C o r t a n t e		Desplaz. C.Masa		Desplaz.Relativo		Rigidez de Entrepiso	
	X (T)	Y (T)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (T/m)	Y (T/m)
7	17.46	14.50	0.00871	0.00249	0.00034	0.00073	51722.88	19752.62
6	155.33	139.92	0.00837	0.00323	0.00177	0.00053	87867.92	265806.29
5	249.94	235.82	0.00661	0.00270	0.00187	0.00062	133640.83	379928.13
4	316.72	306.95	0.00474	0.00208	0.00176	0.00064	180374.45	477692.96
3	365.63	360.43	0.00298	0.00144	0.00150	0.00064	243078.29	566515.77

ESTIMACIÓN DE RIGIDECES DE ENTREPISO

Nivel	C o r t a n t e		Desplaz. C.Masa		Desplaz.Relativo		Rigidez de Entrepiso	
	X (T)	Y (T)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (T/m)	Y (T/m)
2	398.12	395.35	0.00148	0.00080	0.00097	0.00051	410434.58	772918.61
1	427.58	418.74	0.00051	0.00029	0.00051	0.00029	843345.48	1454652.32

SISMO EN DIRECCION X

Nudo	Respuestas totales			Centro de masa		Ex.Accid. 0.1b (m)	Ex.Din ed (m)	Posiciones Y1 (m)	F.Sísmica Y2 (m)
	Fx (T)	Fy (T)	Mz (T*m)	x (m)	y (m)				
Df: 1+D/7	2.65	0.18	0.40	7.860	1.918	1.241	0.150	3.309	0.527
Df: 5+E/7	7.54	0.50	1.05	7.861	9.690	1.241	0.139	11.070	8.310
Df: 5+O/7	7.54	0.50	1.05	23.579	9.690	1.241	0.139	11.070	8.310
Df: 1+N/7	2.65	0.18	0.40	23.580	1.918	1.241	0.150	3.309	0.527
Df: 1+A/6	158.79	9.71	277.71	15.647	8.455	1.723	1.749	11.927	4.983
1+F/6	0.70	0.04		7.860	0.000	1.723		1.723	-1.723
1015(F)/6	0.43	0.03		7.860	1.851	1.723		3.574	0.128
1+P/6	0.70	0.04		23.580	0.000	1.723		1.723	-1.723
1071(P)/6	0.43	0.03		23.580	1.851	1.723		3.574	0.128
Df: 1+A/5	110.52	5.32	168.02	15.712	8.126	1.596	1.520	11.242	5.010
Df: 1+U/4	78.01	3.78	114.90	15.703	8.125	1.596	1.473	11.193	5.056
Df: 1+U/3	57.13	3.18	110.94	15.679	8.111	1.596	1.942	11.649	4.574
Df: 1+A/2	37.90	2.99	83.07	15.681	8.181	1.596	2.192	11.968	4.393
2198(1)/2	0.01	0.00		4.060	0.000	1.596		1.596	-1.596
2200(1)/2	0.01	0.00		11.660	0.000	1.596		1.596	-1.596
2202(1)/2	0.01	0.00		19.780	0.000	1.596		1.596	-1.596
2204(1)/2	0.01	0.00		27.380	0.000	1.596		1.596	-1.596
Df: 1+D/1	34.35	3.45	38.89	15.724	7.766	1.596	1.132	10.494	5.038
145p/1	0.03	0.00		8.910	12.553	1.596		14.149	10.958
2351p/1	0.03	0.00		22.530	12.553	1.596		14.149	10.958
SUMA	499.47	29.93	796.43						

Nota: Las fuerzas Fx se multiplicaron por 1.1681 para cumplir con cortante basal mínimo

SISMO EN DIRECCION Y

Nudo	Respuestas totales			Centro de masa		Ex.Accid. 0.1b (m)	Ex.Din ed (m)	Posiciones X1 (m)	F.Sísmica X2 (m)
	Fx (T)	Fy (T)	Mz (T*m)	x (m)	y (m)				
Df: 1+D/7	0.39	2.25	0.37	7.860	1.918	2.052	0.166	10.078	5.642
Df: 5+E/7	1.12	6.40	0.99	7.861	9.690	2.052	0.154	10.067	5.655
Df: 5+O/7	1.12	6.40	0.99	23.579	9.690	2.052	0.154	25.785	21.373
Df: 1+N/7	0.39	2.25	0.37	23.580	1.918	2.052	0.166	25.798	21.362
Df: 1+A/6	6.50	147.50	550.27	15.647	8.455	3.144	3.731	22.521	8.772
1+F/6	0.03	0.65		7.860	0.000	3.144		11.004	4.716
1015(F)/6	0.02	0.40		7.860	1.851	3.144		11.004	4.716
1+P/6	0.03	0.65		23.580	0.000	3.144		26.724	20.436
1071(P)/6	0.02	0.40		23.580	1.851	3.144		26.724	20.436
Df: 1+A/5	2.70	114.39	404.64	15.712	8.126	3.144	3.537	22.394	9.031
Df: 1+U/4	1.13	84.84	296.26	15.703	8.125	3.144	3.492	22.339	9.067
Df: 1+U/3	5.70	63.79	218.89	15.679	8.111	3.144	3.431	22.254	9.104
Df: 1+A/2	1.68	41.59	137.46	15.681	8.181	3.144	3.305	22.131	9.232
2198(1)/2	0.00	0.02		4.060	0.000	3.144		7.204	0.916
2200(1)/2	0.00	0.02		11.660	0.000	3.144		14.804	8.516
2202(1)/2	0.00	0.02		19.780	0.000	3.144		22.924	16.636
2204(1)/2	0.00	0.02		27.380	0.000	3.144		30.524	24.236
Df: 1+D/1	9.08	27.85	102.08	15.724	7.766	3.144	3.665	22.533	8.915
145p/1	0.01	0.02		8.910	12.553	3.144		12.054	5.766
2351p/1	0.01	0.02		22.530	12.553	3.144		25.674	19.386
SUMA	29.93	499.47	1712.33						

Nota: Las fuerzas Fy se multiplicaron por 1.1928 para cumplir con cortante basal mínimo

DISEÑO ZAPATA AISLADA, SEGUN NTC-2004 ZAPATA Z-2

ELEMENTOS MECANICOS

$$P := 112 \quad M_x := 2.81 \quad M_y := 1.68 \quad F_{rf} := 0.8 \quad b := 100$$

$$F_{rc} := 0.7$$

GEOMETRIA DEL DADO

$$D_x := 0.8 \quad D_y := 0.3$$

PROPIEDADES CONCRETO

$$f'_c := 250 \quad f^*c := 0.8 \cdot f'_c \quad f''c := \begin{cases} \left(1.05 - \frac{f^*c}{1400}\right) \cdot (f^*c) & \text{if } (f^*c) > (280) \\ (0.85 \cdot f^*c) & \text{otherwise} \end{cases}$$

PROPIEDADES ACERO

$$F_y := 4200$$

CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO

$$q_a := 35$$

$$\rho_{min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c}}{F_y} \quad \rho_{bal} := \frac{4800}{F_y + 6000} \cdot \frac{f''c}{F_y} \quad \rho_{max} := 0.75 \cdot \rho_{bal}$$

$$\rho_{min} = 0.0026 \quad \rho_{bal} = 0.019 \quad \rho_{max} = 0.0143$$

CALCULO DE EXCENTRICIDADES

$$e_x := \frac{M_x}{P} \quad e_y := \frac{M_y}{P} \quad e_x = 0.025 \quad e_y = 0.015$$

PRESION DE DISEÑO

$$\text{PROPONRIENDO :} \quad B_1 := 1.65 \quad B_2 := 1.65$$

$$W_d := \frac{P}{(B_1 - 2 \cdot e_x) \cdot (B_2 - 2 \cdot e_y)} \quad W_d = 43.215$$

$$REV1 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } W_d \leq q_a \cdot 1.3 \\ \text{"AUMENTAR SECCION"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

GEOMETRIA DE ZAPATA

$$H := 30 \quad r := 7 \quad d := H - r \quad L := (B_1 - D_x) \cdot 0.5 \quad REV1 = \text{"OK"}$$

$$L = 0.425$$

OBTENIENDO ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO DE LOSA DE ZAPATA

ANALIZANDO COMO VIGA EMPOTRADA, EN EL LADO MAS DESFAVORABLE

$$M_{max} := \frac{W_d \cdot L^2}{2} \quad V_{max} := W_d \cdot L$$

$$M_{max} = 3.903 \quad V_{max} = 18.366$$

EN LA SECCION CRITICA EL CORTANTES ES:

$$L_c := L - d \cdot 0.01 \quad L_c = 0.195 \quad V_{maxc} := W_d \cdot L_c \quad V_{maxc} = 8.427$$

DISEÑO POR FLEXION

$$q := 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{max} \cdot 100000}{F_{rf} \cdot b \cdot d^2 \cdot (f^*c)}} \quad q = 0.047 \quad \rho_1 := \frac{q \cdot (f''c)}{F_y} \quad \rho_1 = 0.00191 \quad \rho := \begin{cases} \rho_{min} & \text{if } \rho_1 < \rho_{min} \\ \rho_1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\rho = 0.0026 \quad A_s := \rho \cdot b \cdot d \quad A_s = 6.061$$

CON VARILLAS#4

SEPARACION CALCULADA

SEPARACION REAL

$$A_v := 1.27$$

$$S := \frac{A_v \cdot 100}{A_s} \quad S = 20.954$$

SE COLOCARA Vs#8@20cm

$$S_r := 20 \quad \rho_r := \frac{\frac{L}{S_r} \cdot A_v}{L \cdot d} = 0.0028$$

REVISION DE CRITERIOS PARA UTILIZAR LA FORMULA DE CORTANTE COMO LOSA

CRITERIO No.1

$$\frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d \cdot 0.01} = 0.924$$

$$\text{CRITERIO1} := \begin{cases} \text{"CUMPLE CRITERIO 1"} & \text{if } \frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d \cdot 0.01} < 2 \\ \text{"PROPONER NUEVAS DIMENSIONES"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{CRITERIO1} = \text{"CUMPLE CRITERIO 1"}$$

CRITERIO No.2

$$H = 30$$

$$\text{CRITERIO2} := \begin{cases} \text{"CUMPLE CRITERIO 2"} & \text{if } H < 60 \\ \text{"PROPONER NUEVAS DIMENSIONES"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{CRITERIO2} = \text{"CUMPLE CRITERIO 2"}$$

CRITERIO No.3

$$B1 = 1.65 \quad \bullet > \bullet \quad 4 \cdot d \cdot 0.01 = 0.92$$

$$\text{CRITERIO3} := \begin{cases} \text{"CUMPLE CRITERIO 3"} & \text{if } 4 \cdot d \cdot 0.01 < B1 \\ \text{"PROPONER NUEVAS DIMENSIONES"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{CRITERIO3} = \text{"CUMPLE CRITERIO 3"}$$

CORTANTE RESISTENTE DE LA SECCION

$$V_{cr} := Frc \cdot 0.5 \cdot \sqrt{f^*c} \cdot b \cdot d \cdot 0.001$$

$$V_{cr} = 11.38$$

CORTANTE CRITICO ACTUANTE

$$V_{maxc} = 8.427$$

$$\text{Condición} := \begin{cases} \text{"LA SECCION ES CAPAZ DE RESISTIR EL CORTANTE"} & \text{if } V_{maxc} < V_{cr} \\ \text{"PROPONER NUEVAS DIMENSIONES"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Condición = "LA SECCION ES CAPAZ DE RESISTIR EL CORTANTE"

REVISION POR PENETRACION

$$\gamma := \frac{D_x}{D_y} = 2.667 \quad v_r := \begin{cases} Frc \cdot (0.5 + \gamma) \cdot \sqrt{f^*c} & \text{if } 1 < 0.5 + \gamma \\ Frc \cdot \sqrt{f^*c} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$v_r = 31.348 \quad \text{CORTANTE RESISTENTE POR PENETRACION, (kg/cm2)}$$

$$\alpha_1 := 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \cdot \frac{\sqrt{D_x \cdot 100 + d}}{\sqrt{D_y \cdot 100 + d}}}$$

$$\alpha_2 := 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \cdot \frac{\sqrt{D_y \cdot 100 + d}}{\sqrt{D_x \cdot 100 + d}}}$$

$$\alpha_1 = 0.483$$

$$\alpha_2 = 0.325$$

$$J_1 := \frac{d \cdot [(D_x \cdot 100) + d]^3}{6} + \frac{[(D_x \cdot 100) + d] \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot [(D_y \cdot 100) + d] \cdot [(D_x \cdot 100) + d]^2}{2}$$

$$J_1 = 10863839$$

$$D_x = 0.8$$

$$d = 23$$

$$J_2 := \frac{d \cdot [(D_y \cdot 100) + d]^3}{6} + \frac{[(D_y \cdot 100) + d] \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot [(D_x \cdot 100) + d] \cdot [(D_y \cdot 100) + d]^2}{2}$$

$$J_2 = 4005431$$

$$CAB1 := \frac{(D_x \cdot 100) + d}{2}$$

$$CAB2 := \frac{(D_y \cdot 100) + d}{2}$$

AREA CRITICA

$$A_c := [(D_x + D_y) \cdot 200 + 4 \cdot d] \cdot d = 7176$$

$$CAB1 = 51.5$$

$$CAB2 = 26.5$$

$$\nu_a := \frac{P \cdot 1000}{Ac} + \frac{\alpha_1 \cdot (M_x \cdot 100000) \cdot CAB2}{J2} + \frac{\alpha_2 \cdot (M_y \cdot 100000) \cdot CAB1}{J1}$$

$$\nu_a = 16.764$$

CORTANTE ACTUANTE POR PENETRACION, (kg/cm2)

Condición2 := $\begin{cases} \text{"LA SECCION ES CAPAZ DE RESISTIR EL CORTANTE POR PENETRACION"} & \text{if } \nu_a < \nu_r \\ \text{"PROPONER NUEVAS DIMENSIONES"} & \text{otherwise} \end{cases}$

Condición2 = "LA SECCION ES CAPAZ DE RESISTIR EL CORTANTE POR PENETRACION"

PARA LA CARA SUPERIOR EL ARMADO MINIMO POR FLEXION SERA:

$$b = 100$$

$$H = 30$$

$$r = 7$$

$$d = 23$$

$$(f'c) = 170$$

$$p_{min} := \frac{(0.7 \cdot \sqrt{f'c})}{F_y} \quad p_{min} = 0.00264$$

$$A_{smin} := p_{min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin} = 6.061$$

CON VARILLAS#4

$$A_v := 1.27$$

SEPARACION CALCULADA

$$St := \frac{A_v \cdot 100}{A_{smin}}$$

$$St = 20.954$$

SE COLOCARA Vs#4 @20cm

DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS DE CONCRETO REFORZADO

MATERIALES

CONCRETO

f'c = 250 kg/cm²
 f'c = 200 kg/cm²
 f'c = 170 kg/cm²

ACERO

f_y = 4200 kg/cm²

FACTORES DE REDUCCION

fr = 0.8 FLEXION
 fr = 0.7 CORTE

CAPACIDAD DEL TERRENO

qa = 35 Ton/m²

PORCENTAJES DE ACERO

P_{min} = 0.00264
 P_{bal} = 0.01905
 P_{max} = 0.01429

ELEMENTOS MECANICOS OBTENIDOS EN ECQGW				PRESIONES DE DISEÑO				GEOMETRIA DADO				GEOMETRIA ZAPATANTOS MEC				DISEÑO POR FLEXION				ACERO			CORTANTE RESISTENTE DE LA SECCION	
NUDO	Comb	Fx (T)	Fy (T)	Fz (T)	Mx (T*m)	My (T*m)	H _{propuesta}	B _{propuesta}	Wd	Dx	Dy	H	r	V _{max} _{teórica}	p	A _s	VARILLAS	AREA	S. CALC.	S. REAL	V _{max}	V _{cr}		
		(T)	(T)	(T)	(T*m)	(T*m)	(m)	(m)	(Ton/m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)	(Ton)	(%)	(cm ²)	(#)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(Ton)	(Ton)		
6(B)0 EJE COLUMNA 135x35cm	D15	-3.364	25.739	109.577	-31.628	-4.907	2.300	2.300	28.776	1.40	0.40	0.35	0.07	4.892	0.00264	7.38	5/8"	1.99	26.97	25	13.86	7.00	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D16	5.545	-15.053	103.196	24.535	7.065	2.300	2.300	26.149	1.40	0.40	0.35	0.07	4.445	0.00264	7.38	5/8"	1.99	26.97	25	13.86	7.00	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D129	1.104	24.306	166.386	-34.108	1.065	2.300	2.300	38.490	1.40	0.40	0.35	0.07	6.543	0.00264	7.38	5/8"	1.99	26.97	25	13.86	7.00	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D131	-1.13	30.424	153.907	-41.428	-1.913	2.300	2.300	38.400	1.40	0.40	0.35	0.07	6.528	0.00264	7.38	5/8"	1.99	26.97	25	13.86	7.00	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D132	3.311	-19.739	58.865	34.336	4.071	2.300	2.300	24.026	1.40	0.40	0.35	0.07	4.084	0.00264	7.38	5/8"	1.99	26.97	25	13.86	7.00	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
22(J)0 EJE COLUMNA 135x35cm	D1	-1.347	6.422	133.671	-4.262	-1.292	2.000	2.000	34.855	1.40	0.40	0.35	0.07	0.697	0.00264	7.38	5/8"	1.99	26.97	25	13.86	7.00	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D16	-5.868	-1.541	108.661	2.452	-7.373	2.000	2.000	29.815	1.40	0.40	0.35	0.07	0.596	0.00264	7.38	5/8"	1.99	26.97	25	13.86	7.00	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D19	3.911	11.019	88.119	-8.752	5.495	2.000	2.000	26.086	1.40	0.40	0.35	0.07	0.522	0.00264	7.38	5/8"	1.99	26.97	25	13.86	7.00	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D115	-5.606	2.296	106.907	-6.579	-7.093	2.000	2.000	30.503	1.40	0.40	0.35	0.07	0.610	0.00264	7.38	5/8"	1.99	26.97	25	13.86	7.00	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D116	3.648	7.182	89.874	0.279	5.215	2.000	2.000	23.927	1.40	0.40	0.35	0.07	0.479	0.00264	7.38	5/8"	1.99	26.97	25	13.86	7.00	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
D126	-1.844	-4.382	102.829	15.506	-1.756	2.000	2.000	30.798	1.40	0.40	0.35	0.07	0.616	0.00264	7.38	5/8"	1.99	26.97	25	13.86	7.00	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE		
	D129	-0.113	13.86	93.952	-21.806	-0.122	2.000	2.000	30.627	1.40	0.40	0.35	0.07	0.613	0.00264	7.38	5/8"	1.99	26.97	25	13.86	7.00	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
12(D)0 EJE COLUMNA 75x25cm	D1	-0.062	1.384	72.378	-1.214	-0.057	1.500	1.500	32.938	0.80	0.30	0.3	0.07	3.953	0.00264	6.06	1/2"	1.27	20.95	20	11.38	5.75	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D115	-0.612	2.025	61.17	-3.193	-0.938	1.500	1.500	29.830	0.80	0.30	0.3	0.07	3.580	0.00264	6.06	1/2"	1.27	20.95	20	11.38	5.75	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D116	0.524	0.015	45.187	1.404	0.857	1.500	1.500	21.495	0.80	0.30	0.3	0.07	2.579	0.00264	6.06	1/2"	1.27	20.95	20	11.38	5.75	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D131	-0.484	2.055	56.783	-4.046	-0.648	1.500	1.500	28.317	0.80	0.30	0.3	0.07	3.398	0.00264	6.06	1/2"	1.27	20.95	20	11.38	5.75	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D132	0.396	-0.016	49.574	2.256	0.567	1.500	1.500	23.819	0.80	0.30	0.3	0.07	2.858	0.00264	6.06	1/2"	1.27	20.95	20	11.38	5.75	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
19(H)0 EJE COLUMNA 75x25cm	D1	0.069	1.279	73.808	-1.121	0.073	1.500	1.500	33.526	0.80	0.30	0.3	0.07	4.023	0.00264	6.06	1/2"	1.27	20.95	20	11.38	5.75	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D16	-0.505	2.153	50.429	-2.054	-0.837	1.500	1.500	24.236	0.80	0.30	0.3	0.07	2.908	0.00264	6.06	1/2"	1.27	20.95	20	11.38	5.75	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D19	0.604	-0.269	57.98	0.401	0.941	1.500	1.500	26.584	0.80	0.30	0.3	0.07	3.190	0.00264	6.06	1/2"	1.27	20.95	20	11.38	5.75	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D115	-0.475	2.406	49.055	-3.06	-0.803	1.500	1.500	24.311	0.80	0.30	0.3	0.07	2.917	0.00264	6.06	1/2"	1.27	20.95	20	11.38	5.75	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D116	0.574	-0.521	59.354	1.407	0.907	1.500	1.500	27.807	0.80	0.30	0.3	0.07	3.337	0.00264	6.06	1/2"	1.27	20.95	20	11.38	5.75	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
D131	-0.245	1.916	49.76	-3.497	-0.412	1.500	1.500	24.675	0.80	0.30	0.3	0.07	2.961	0.00264	6.06	1/2"	1.27	20.95	20	11.38	5.75	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE		
	D132	0.344	-0.031	58.648	1.844	0.516	1.500	1.500	27.529	0.80	0.30	0.3	0.07	3.304	0.00264	6.06	1/2"	1.27	20.95	20	11.38	5.75	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
U+1'0 EJE 1' COLUMNA 75x25cm	D16	-0.572	-25.753	9.271	4.922	-0.939	2.000	2.000	5.498	0.80	0.30	0.45	0.07	1.209	0.00264	10.01	5/8"	1.99	19.87	19	18.81	9.51	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D19	0.447	29.433	52.983	-4.427	0.823	2.000	2.000	14.681	0.80	0.30	0.45	0.07	3.230	0.00264	10.01	5/8"	1.99	19.87	19	18.81	9.51	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D115	-0.551	-15.719	44.338	4.038	-0.914	2.000	2.000	12.452	0.80	0.30	0.45	0.07	2.739	0.00264	10.01	5/8"	1.99	19.87	19	18.81	9.51	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D116	0.426	19.398	17.916	-3.542	0.798	2.000	2.000	5.843	0.80	0.30	0.45	0.07	1.285	0.00264	10.01	5/8"	1.99	19.87	19	18.81	9.51	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D119	0.153	29.289	146.937	-1.564	0.198	2.000	2.000	37.180	0.80	0.30	0.45	0.07	8.180	0.00264	10.01	5/8"	1.99	19.87	19	18.81	9.51	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D120	-0.278	-25.609	-84.683	2.06	-0.315	2.000	2.000	-21.780	0.80	0.30	0.45	0.07	-4.792	0.00264	10.01	5/8"	1.99	19.87	19	18.81	9.51	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D122	-0.464	-33.146	-67.072	4.048	-0.673	2.000	2.000	-18.026	0.80	0.30	0.45	0.07	-3.966	0.00264	10.01	5/8"	1.99	19.87	19	18.81	9.51	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D125	0.34	36.826	129.326	-3.553	0.556	2.000	2.000	33.388	0.80	0.30	0.45	0.07	7.345	0.00264	10.01	5/8"	1.99	19.87	19	18.81	9.51	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
23(J)0 EJE COLUMNA 50x30cm	D115	-1.549	9.201	42.028	-0.129	-1.81	1.500	1.500	19.898	0.55	0.35	0.4	0.07	2.885	0.00264	8.70	5/8"	1.99	22.88	20	16.33	8.26	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D116	0.014	6.983	48.942	1.707	0.311	1.500	1.500	23.008	0.55	0.35	0.4	0.07	3.336	0.00264	8.70	5/8"	1.99	22.88	20	16.33	8.26	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D126	-0.876	-1.058	8.183	1.671	-0.901	1.500	1.500	5.858	0.55	0.35	0.4	0.07	0.849	0.00264	8.70	5/8"	1.99	22.88	20	16.33	8.26	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D129	-0.659	17.241	82.787	-0.093	-0.599	1.500	1.500	37.208	0.55	0.35	0.4	0.07	5.395	0.00264	8.70	5/8"	1.99	22.88	20	16.33	8.26	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D131	-1.095	15.978	73.253	-0.426	-1.185	1.500	1.500	33.535	0.55	0.35	0.4	0.07	4.863	0.00264	8.70	5/8"	1.99	22.88	20	16.33	8.26	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
D132	-0.441	0.205	17.718	2.004	-0.315	1.500	1.500	9.498	0.55	0.35	0.4	0.07	1.377	0.00264	8.70	5/8"	1.99	22.88	20	16.33	8.26	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE		
29(K)0 EJE COLUMNA 50x30cm	D1	0.013	8.573	57.711	1.361	0.018	1.500	1.500	26.493	0.55	0.35	0.4	0.07	3.841	0.00264	8.70	5/8"	1.99	22.88	20	16.33	8.26	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D16	-0.047	4.602	36.465	1.34	-0.344	1.500	1.500	17.259	0.55	0.35	0.4	0.07	2.503	0.00264	8.70	5/8"	1.99	22.88	20	16.33	8.26	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D19	0.068	8.065	48.667	0.662	0.371	1.500	1.500	22.256	0.55	0.35	0.4	0.07	3.227	0.00264	8.70	5/8"	1.99	22.88	20	16.33	8.26	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D115	-0.054	7.147	44.372	0.654	-0.343	1.500	1.500	20.326	0.55	0.35	0.4	0.07	2.947	0.00264	8.70	5/8"	1.99	22.88	20	16.33	8.26	LA SECCION RESISTE EL CORTANTE	
	D116	0.075	5.52	40.761	1.348	0.37	1.500	1.500	19.184	0.55	0.35	0.4	0.07	2.782										

RESUMEN DE REACCIONES, ZAPATAS CORRIDAS

EJE U (I)

Nudo	Ec-Cb	Fx (T)	Fy (T)	Fz (T)	Mx (T*m)	My (T*m)	qa = 20 t/m ²
2108(U)/0	DI1		0	0	1.382	0	WPpm = 1.08 t/m
2092(U)/0	DI1		0	0	1.576	0	b = 1.00 m
2107(U)/0	DI1	-0.003	4.101	50.16	-0.007	-0.002	L = 6.652 m
2091(U)/0	DI1	-0.003	0.016	5.024	-0.016	-0.003	W1 = 9.63 t/m
2089(U)/0	DI1	-0.001	0	3.215	0	-0.001	Wt = 10.71 t/m
2090(U)/0	DI1	-0.001	-0.001	2.713	0.001	-0.001	Wd = 10.71 t/m ²
				Σ = 64.07			

EJE U (II)

Nudo	Ec-Cb	Fx (T)	Fy (T)	Fz (T)	Mx (T*m)	My (T*m)	L = 4.73 m
2132(U)/0	DI1	-0.001	-0.001	1.174	0.002	-0.001	W1 = 9.61 t/m
2133(U)/0	DI1	-0.001	-4.182	42.043	-0.006	-0.001	Wt = 10.69 t/m
2109(U)/0	DI1		0	2.236	0	0	Wd = 10.69 t/m ²
				Σ = 45.453			

EJE 10 (I)

Nudo	Ec-Cb	Fx (T)	Fy (T)	Fz (T)	Mx (T*m)	My (T*m)	L = 6.81 m
2245(10)/0	DI1		0	-0.001	1.138	0.001	0
10+B/0	DI1	0.782	-8.022	56.931	0.018	0.003	W1 = 15.07 t/m
2247(10)/0	DI1	-0.001	0	1.825	0	-0.001	Wt = 16.15 t/m
10+E/0	DI1	-3.017	-6.939	42.745	0.001	-0.004	Wd = 16.152 t/m ²
				Σ = 102.64			

EJE 10 (II)

Nudo	Ec-Cb	Fx (T)	Fy (T)	Fz (T)	Mx (T*m)	My (T*m)	L = 23.28 m
57(10)/0	DI1	3.316	-0.013	43.679	0.013	0.086	W1 = 14.28 t/m
2276(10)/0	DI1	0.001	-0.001	3.065	0.002	0.001	Wt = 15.36 t/m
2248(10)/0	DI1	-0.001	-0.001	3.429	0.001	-0.001	Wd = 15.357 t/m ²
10+J/0	DI1	-0.001	-8.313	21.972	0.011	-0.001	
2250(10)/0	DI1	0.441	-0.002	29.51	0.002	0.008	
10+K/0	DI1	0.002	-7.63	22.35	0.002	0.002	
2251(10)/0	DI1	2.24	-0.002	31.651	0.002	-0.002	
10+L/0	DI1	0.001	-8.069	22.127	0.01	0.001	
2253(10)/0	DI1	0	-0.001	3.097	0.001	0.001	
10+O/0	DI1	-0.001	-0.001	2.558	0.002	-0.001	
O'+10/0	DI1	0.236	-0.013	41.539	0.013	-0.069	
10+Q/0	DI1	-5.064	-6.693	53.051	0.001	0.028	
2254(10)/0	DI1	0.001	0	1.808	0	0.001	
10+T/0	DI1	1.789	-7.684	51.485	0.017	-0.003	
2256(10)/0	DI1	0	-0.001	1.053	0.001	0	
				Σ = 332.37			

EJE K (I)

Nudo	Ec-Cb	Fx (T)	Fy (T)	Fz (T)	Mx (T*m)	My (T*m)	L = 3.862 m
2557(K)/0	DI1		0	0	1.42	0	W1 = 12.23 t/m
2554(K)/0	DI1		0	0.146	44.545	0.002	Wt = 13.31 t/m
2558(K)/0	DI1		0	0.001	1.283	-0.001	Wd = 13.314 t/m ²
				Σ = 47.248			

ENVOLVENTE DE REACCIONES, ZAPATAS CORRIDAS (COMPARACION)

EJE U (I)

NUDO	Comb	Fx (T)	Fy (T)	Fz (T)	Mx (T*m)	My (T*m)	qa = 20 t/m ²
2108(U)/0	DI3	-0.001	0	2.666	0	-0.002	WPpm = 1.08 t/m
2092(U)/0	DI3	-0.001	0	2.846	0	-0.002	b = 1.00 m
2107(U)/0	DI3	-0.002	0.549	85.507	-0.015	-0.007	L = 6.652 m
2091(U)/0	DI3	-0.002	0.024	7.817	-0.026	-0.006	W1 = 15.98 t/m
2089(U)/0	DI3	-0.001	0	4.336	0	-0.002	Wt = 17.06 t/m
2090(U)/0	DI6	-0.001	-0.001	3.122	0.001	-0.002	Wd = 17.06 t/m ²
				Σ = 106.29			

EJE U (II)

Nudo	Ec-Cb	Fx (T)	Fy (T)	Fz (T)	Mx (T*m)	My (T*m)	L = 4.73 m
2132(U)/0	DI15	-0.001	-0.003	1.114	0.004	-0.003	W1 = 11.73 t/m
2133(U)/0	DI15	-0.003	-24.11	52.031	0.02	-0.008	Wt = 12.81 t/m
2109(U)/0	DI15	-0.001	-0.001	2.35	0.002	-0.002	Wd = 12.813 t/m ²
				Σ = 55.495			

Nudo	Ec-Cb	Fx (T)	Fy (T)	Fz (T)	Mx (T*m)	My (T*m)	L = 6.81 m
2245(10)/0	DI10	-0.002	0	4.884	0.001	-0.004	W1 = 23.75 t/m
10+B/0	DI10	-61.332	-8.181	87.393	0.012	-0.37	Wt = 24.83 t/m
2247(10)/0	DI10	-0.002	0	-0.269	0.001	-0.003	Wd = 24.829 t/m ²
10+E/0	DI10	-44.061	-6.518	69.722	0.004	-0.156	
				Σ = 161.73			

DISEÑO ZAPATA CORRIDA, SEGUN NTC-2004

CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO

$$q_a := 35$$

ELEMENTOS MECANICOS

$$W_t := 24.83$$

PROPIEDADES CONCRETO

$$f'c := 250 \quad f^*c := 0.8 \cdot f'c \quad f''c := \begin{cases} \left(1.05 - \frac{f^*c}{1400}\right) \cdot (f^*c) & \text{if } (f^*c) > (280) \\ (0.85 \cdot f^*c) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\rho_{min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c}}{F_y} \quad \rho_{bal} := \frac{4800}{F_y + 6000} \cdot \frac{f''c}{F_y} \quad \rho_{max} := 0.75 \cdot \rho_{bal}$$

$$\rho_{min} = 0.0026 \quad \rho_{bal} = 0.019 \quad \rho_{max} = 0.0143$$

PESO PROPIO DE ZAPATA Y PESO TOTAL (t/ml)

$$P_p := (b \cdot L \cdot H \cdot 2.4 \cdot 0.000001) \quad P_p = 0.72 \quad P_t := P_p + W_t = 25.55$$

POR SER UNA COMBINACION DE CARGA EN DONDE INTERVIENE SISMO, SE PUEDE INCREMENTAR LA CAPACIDAD DEL SUELO HASTA 1.3 VECES, (VER CONDICIONAL.).

GEOMETRIA DE LA ZAPATA

$$\text{alero1} := 40 \quad \text{alero2} := 40 \quad \text{corona} := 20$$

$$L := \text{alero1} + \text{alero2} + \text{corona} \quad L = 100 \quad b := 100$$

$$H := 30 \quad r := 8 \quad d := H - r \quad d = 22 \quad A := b \cdot L \cdot 0.0001 \quad A = 1$$

PROPIEDADES ACERO

$$F_y := 4200$$

FACTORES DE REDUCCION

$$F_{rf} := 0.8 \text{ Flexion} \quad F_{rc} := 0.7 \text{ Cortante}$$

PRESION DE DISEÑO

$$W_d := \frac{P_t}{A} \quad W_d = 25.55$$

$$REV1 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } W_d \leq q_a \cdot 1.3 \\ \text{"AUMENTAR SECCION"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$REV1 = \text{"OK"}$$

OBTENIENDO ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO DE LOSA DE ZAPATA

$$M_{max} := \frac{W_d \cdot \text{alero1}^2}{2 \cdot 10000} \quad V_{max} := W_d \cdot \frac{\text{alero1}}{100} \quad M_{max} = 2.044 \quad V_{max} = 10.22$$

EN LA SECCION CRITICA EL CORTANTES ES:

$$L_c := \text{alero1} - d \quad L_c = 18 \quad V_{maxc} := W_d \cdot L_c \cdot 0.01 \quad V_{maxc} = 4.599$$

DISEÑO POR FLEXION

$$q := 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{max} \cdot 100000}{F_r f \cdot b \cdot d^2 \cdot (f''c)}} \quad f''c = 170 \quad q = 0.032 \quad \rho_1 := \frac{q \cdot (f''c)}{F_y} \quad \rho_1 = 0.00128 \quad \rho := \begin{cases} \rho_{min} & \text{if } \rho_1 < \rho_{min} \\ \rho_1 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.00264$$

SEPARACION CALCULADA CON VARILLAS#4

$$A_v := 1.27 \quad S := \frac{A_v \cdot 100}{A_s} \quad S = 21.906 \quad \text{SE COLOCARA } V_s \#4 @ 20 \text{cm} \quad S_r := 20 \quad \rho_r := \frac{L}{S_r} \cdot \frac{A_v}{L \cdot d} = 0.0029$$

REVISION POR CORTANTE

CORTANTE MAXIMO RESISTENTE

$$V_{max} := F_{rc} \cdot 0.5 \cdot \sqrt{f^*c} \cdot b \cdot d \cdot 0.001 \quad V_{max} = 10.89$$

$$\text{Condición1} := \begin{cases} \text{"OK, CONTINUAR"} & \text{if } V_{maxc} < V_{max} \\ \text{"CAMBIA DIMENSIONES"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Condición1} = \text{"OK, CONTINUAR"}$$

CORTANTE RESISTENTE

$$V_{cr} := \begin{cases} 0.5 \cdot F_{rc} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f^*c} \cdot 0.001 & \text{if } \rho_r \geq 0.015 \\ \left[0.001 F_{rc} \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot \rho_r) \cdot \sqrt{f^*c}\right] & \text{otherwise} \end{cases} \quad V_{cr} = 5.613$$

$$\text{Condición2} := \begin{cases} \text{"PASA POR CORTANTE"} & \text{if } V_{maxc} < V_{cr} \\ \text{"CAMBIA DIMENSIONES"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Condición2} = \text{"PASA POR CORTANTE"}$$

SE SUPERIOR EL ARMADO MINIMO POR FLEXION SERA:

$$\rho_{min} := \frac{(0.7 \cdot \sqrt{f'c})}{F_y} \quad \rho_{min} = 0.00264 \quad A_{smin} := \rho_{min} \cdot b \cdot d = 5.798 \quad \text{SEPARACION CALCULADA CON VARILLAS\#4 } A_v := 1.27$$

$$S_t := \frac{A_v \cdot 100}{A_{smin}} \quad S_t = 21.906 \quad \text{SE COLOCARA } V_s \#4 @ 20 \text{cm}$$

DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERIA DISEÑO POR CORTANTE

DATOS DE MATERIALES

$$\begin{aligned} f_{xp} &:= 140 & f_{yc} &:= 4200 \\ f_{xm} &:= 70 & f_{ym} &:= 6000 \\ v_{mx} &:= 5 & \eta &:= 0.6 \end{aligned}$$

FACTORES DE REDUCCION

$$\begin{aligned} f_{ra} &:= 0.6 & f_{rs} &:= 0.7 \\ f_{rc} &:= 0.8 \\ f_{rcc} &:= 0.6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &:= 0.0005 \\ \rho_{max} &:= 0.0035 \\ \rho_{hFymmin} &:= 0.6 \\ \rho_{hFymmax} &:= 0.9 \end{aligned}$$

ELEMENTOS MECANICOS

$$\begin{aligned} S_s &:= 8.234 \\ P &:= 2.275 \\ M &:= 0.311 \end{aligned}$$

SECCION DEL MURO

$$\begin{aligned} L_m &:= 1.585 & \phi &:= \frac{3}{16} \\ t &:= 0.12 & A_v &:= 0.18 \\ A_t &:= L_m t \cdot 10 = 1.902 & N_p &:= 2 \end{aligned}$$

CORTANTE MAXIMO RESISTENTE

$$V_{max} = 1.5 \cdot f_{rs} \cdot v_{mx} \cdot A_t \quad V_{max} = 9.985$$

CORTANTE RESISTENTE MAMPOSTERIA

$$V_{mr} := \begin{cases} \left[f_{rs} \cdot \left(0.5 \cdot v_{mx} \cdot A_t + 0.3 \cdot \left| \frac{P}{1.1} \right| \right) \right] & \text{if } (P) < 0 \\ (0) & \text{otherwise} \end{cases} \quad V_{mr} = 0$$

SI EL MURO SE ENCUENTRA EN TENSION TODO EL CORTANTE SERA RESISTIDO POR EL REFUERZO HORIZONTAL DEL MURO.
SI EL MURO SE ENCUENTRA EN COMPRESION EL CORTANTE SERA RESISTIDO POR LA SECCION TRANSVERSAL DEL MURO Y SI ES NECESARIO SE SUMARA LA RESISTENCIA ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL.

CORTANTE RESISTENTE ACERO DE REFUERZO

$$v_s := \begin{cases} (S - V_{mr}) & \text{if } (S > V_{mr}) \\ (S) & \text{otherwise} \end{cases} \quad V_s := \begin{cases} v_s & \text{if } P < 0 \\ (S) & \text{otherwise} \end{cases} \quad V_s = 8.234$$

PORCENTAJE DE ACERO DE REFUERZO

$$\rho := \begin{cases} \left(\frac{V_s \cdot 1000}{f_{rs} \cdot \eta \cdot f_{ym} \cdot L_m \cdot 100 \cdot t \cdot 100} \right) & \text{if } \left(\frac{V_s \cdot 1000}{f_{rs} \cdot \eta \cdot f_{ym} \cdot L_m \cdot 100 \cdot t \cdot 100} \right) > (\rho_{min}) \\ (\rho_{min}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad \rho = 0.0017$$

$$\rho_{hFym} := \rho \cdot f_{ym} \cdot 0.1 = 1.031 \quad \text{CAMBIANDO VARIABLE} \quad \xi := \rho \cdot f_{ym} \cdot 0.1 \quad \xi = 1.031$$

CORRECCION DEL FACTOR DE EFICIENCIA

$$\eta_c := \begin{cases} (0.6) & \text{if } \xi \leq (0.6) \\ \left[0.2 + \frac{0.4 \cdot (0.9 - \xi)}{0.3} \right] & \text{if } (0.6) \leq \xi \leq (0.9) \\ (0.2) & \text{if } \xi \geq (0.9) \end{cases} \quad \eta_c = 0.2$$

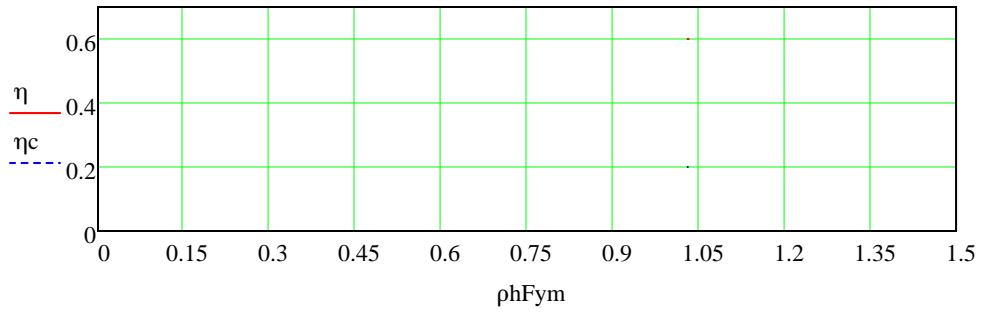
$$\rho_1 := \begin{cases} \left(\frac{V_s \cdot 1000}{f_{rs} \cdot \eta_c \cdot f_{ym} \cdot L_m \cdot t \cdot 10000} \right) & \text{if } \left(\frac{V_s \cdot 1000}{f_{rs} \cdot \eta_c \cdot f_{ym} \cdot L_m \cdot t \cdot 10000} \right) > (\rho_{min}) \\ (\rho_{min}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad \rho_r := \begin{cases} \rho_1 & \text{if } \rho_1 < \rho_{max} \\ \rho_{max} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$S_r := \frac{2 \cdot A_v}{(\rho_r \cdot t \cdot 100)} \quad \text{SEPHILADAS} := \frac{S_r}{7.5} \quad \rho_r = 0.0035 \quad S_r = 8.571 \quad \text{SEPHILADAS} = 1$$

RESISTENCIA TOTAL DE LA SECCION A FUERZA CORTANTE

$$\begin{aligned} V_{ts} &:= f_{rs} \cdot \eta_c \cdot \rho_r \cdot f_{ym} \cdot A_t = 5.592 \\ f_{rc} &= 0.8 \\ V_T &:= V_{ts} + V_{mr} = 5.592 \end{aligned}$$

FACTOR DE EFICIENCIA



$$\eta(\rho h F_{ym}) := \begin{cases} 0.6 & \text{if } (0.3) < \rho h F_{ym} < (0.6) \\ 0.2 & \text{if } (0.9) < \rho h F_{ym} < (1.2) \end{cases}$$

REVISIÓN DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA SEGÚN LAS NTC DEL RCDF

MAMPOSTERÍA DE TABIQUE EXTRUIDO, REFUE SI 0 <= P_U >= P_R/3

NIVEL 3, SENTIDO Y

SI P_U > P_R/3

DATOS DE LA MAMPOSTERIA

PIEZA =
MORTERO TIPO =
ELASTICIDAD A CORTA DURACION =
ELASTICIDAD A LARGA DURACION =

f*p =
fm* =
vm* =
eta =

ACERO

Fy =
Fy =

PORCENTAJES MAXIMO Y MINIMO DE ACERO HORIZONTAL EN MUROS

ph_min = 3/Fyh = 0.0005
ph_max = 0.3*(fm*/fyh) = 0.0035

SEPARACION MAXIMA DE ACERO H. Smax = 60 cm

PORCENTAJES MAXIMO Y MINIMO

ph*fyh_min = 6.0 kg/cm^2
ph*fyh_max = 9.0 kg/cm^2

(1) (7) (13) (25) (26) (27) (28) (29) (30) (31) (32) (33) (34) (35) (36) (37) (38) (39) (40)

Table with columns: DATO GENERALES DEL MURO, RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE, ENVOLVENTE DE ELEMENTO, L, a_s, ACTUANTE, AX RESISTENTE, COMPARACION, Vn MAMPOSTERIA Y ACERO, phi, As, No vars, % CAL, SEP. @, SEP. @, pn*fyh, CORRECCION, % CAL, S. REAL, S. REAL. Rows include various wall types like 280(A)/2-1+A/3, 4+A/2-609(A)/3, 283(A)/2-4+A/3, 6+A/2-611(A)/3, and 286(A)/2-6+A/3.

REVISIÓN DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA DE TABIQUE NIVEL 5, SENTIDO X

DATOS DE LA MAMPOSTERIA

PIEZA =
MORTERO TIPO =
ELASTICIDAD A CORTA DURACION =
ELASTICIDAD A LARGA DURACION =

FACTORES POR EFECTOS DE ESBELTEZ

$F_E =$
 $F_E =$

CRITERIO PARA LA OBTENCION DE RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE

$P_R = F_R F_E (f_m + 4) A_T$

ACERO

$F_y =$
 $F_y =$

CRITERIO PARA LA OBTENCION DE RESISTENCIA A FLEXION PURA

$M_O = A_s f_y d$

PORCENTAJES MAXIMO Y MINIMO

DE ACERO HORIZONTAL EN MUROS

$\rho_{h_{min}} = 3/F_y h = 0.0005$
 $\rho_{h_{max}} = 0.3 (f_m / f_y h) = 0.0035$

SEPARACION MAXIMA DE ACERO H.

$S_{max} = 60 \text{ cm}$

PORCENTAJES MAXIMO Y MINIMO

$\rho_{h_{min}} f_y = 6.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\rho_{h_{max}} f_y = 9.0 \text{ kg/cm}^2$

(1) (7) (13) (14) (25) (26) (27) (28) (29) (30) (31) (32) (33) (34) (35) (36) (37) (38) (39) (40)

DATO GENERALES DEL MURO		RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE																	
ENVOLVENTE DE ELEMEN	L	a _s	NÚMERO	ACTUANTE	MAX RESISTENTE	COMPARACION	V _R MAMPOSTERIA Y ACERO	φ	A _s	No vars	% CAL	SEP. @	SEP. @	ρ _h f _y	CORRECCION	% CAL	S. REAL	S. REAL	
Muro	(m)	(cm ²)	VARILLAS (número)	Fy-F2 (T)	V _{max} (T)	V _{actuante} < V _{maxresistente}	V _{mR} (T)	V _s (T)	(diámetro)	(cm ²)	(num)	ρ	(@-cm)	(HILADAS)	(kg/cm ²)	η	real ρ	(@-cm)	(HILADAS)
1+A/4-1+B/5 (x1.33,y0)	2.66	0.71	4	8.63	16.76	CONTINUAR	6.90	1.73	3/16"	0.18	2.00	0.00050	60.00	8	3.00	0.200	0.0006	46.39	6
(1+A/4 1+B/5) (e123)	2.66	0.71	4	8.63	16.76	CONTINUAR	6.90	1.73	3/16"	0.18	2.00	0.00050	60.00	8	3.00	0.200	0.0006	46.39	6
1+D/4-1+F/5 (x6.66,y0)	2.4	1.27	4	11.22	15.12	CONTINUAR	5.74	5.48	3/16"	0.18	2.00	0.00076	39.72	5	4.53	0.200	0.0023	13.24	2
(1+D/4 1+F/5) (e123)	2.4	1.27	4	11.63	15.12	CONTINUAR	6.80	4.83	3/16"	0.18	2.00	0.00067	45.10	6	3.99	0.200	0.0020	15.03	2
1+F/4-1+H/5 (x9.06,y0)	2.4	1.27	4	12.05	15.12	CONTINUAR	6.91	5.14	3/16"	0.18	2.00	0.00071	42.38	6	4.25	0.200	0.0021	14.13	2
(1+F/4 1+H/5) (e123)	2.4	1.27	4	11.83	15.12	CONTINUAR	5.62	6.20	3/16"	0.18	2.00	0.00085	35.09	5	5.13	0.200	0.0026	11.70	2
1+J/4-1+K/5 (x14.39,y0)	2.66	1.27	4	13.47	16.76	CONTINUAR	5.65	7.82	3/16"	0.18	2.00	0.00097	30.86	4	5.83	0.200	0.0029	10.29	1
(1+J/4 1+K/5) (e123)	2.66	1.27	4	13.68	16.76	CONTINUAR	7.73	5.95	3/16"	0.18	2.00	0.00074	40.57	5	4.44	0.200	0.0022	13.52	2
1+K/4-1+L/5 (x17.05,y0)	2.66	1.27	4	13.35	16.76	CONTINUAR	7.69	5.66	3/16"	0.18	2.00	0.00070	42.67	6	4.22	0.200	0.0021	14.22	2
(1+K/4 1+L/5) (e123)	2.66	1.27	4	13.22	16.76	CONTINUAR	5.68	7.54	3/16"	0.18	2.00	0.00094	32.01	4	5.62	0.200	0.0028	10.67	1
1+N/4-1+P/5 (x22.38,y0)	2.4	1.27	4	11.94	15.12	CONTINUAR	5.64	6.30	3/16"	0.18	2.00	0.00087	34.56	5	5.21	0.200	0.0026	11.52	2
(1+N/4 1+P/5) (e123)	2.4	1.27	4	12.22	15.12	CONTINUAR	6.95	5.27	3/16"	0.18	2.00	0.00073	41.31	6	4.36	0.200	0.0022	13.77	2
1+P/4-1+R/5 (x24.78,y0)	2.4	1.27	4	11.35	15.12	CONTINUAR	6.74	4.61	3/16"	0.18	2.00	0.00063	47.28	6	3.81	0.200	0.0019	15.76	2
(1+P/4 1+R/5) (e123)	2.4	1.27	4	10.97	15.12	CONTINUAR	5.81	5.16	3/16"	0.18	2.00	0.00071	42.22	6	4.26	0.200	0.0021	14.07	2

DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO

DISEÑO POR CORTANTE

DATOS DE LOS MATERIALES

$$f'c := 250 \quad f^*c := 0.8 \cdot f'c \quad f''c := \begin{cases} \left(1.05 - \frac{f^*c}{1400}\right) \cdot (f^*c) & \text{if } (f^*c) > (280) \\ (0.85 \cdot f^*c) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$f^*c = 200 \quad Fy := 4200$$

$$f''c = 170$$

FACTORES DE REDUCCION

$$Frc := 0.6 \quad \text{AXIAL}$$

$$Frf := 0.9 \quad \text{FLEXOCOMPRESION}$$

$$Frs := 0.8 \quad \text{CORTANTE}$$

$$\rho_{min} := 0.0025 \quad \rho_{max} := 0.015$$

ELEMENTOS MECANICOS

$$V := 61.90 \quad \text{EL SIGNO NEGATIVO EN FZA}$$

$$P := 2.96 \quad \text{AXIAL SIGNIFICA COMPRESION, POSITIVO TENSION.}$$

SECCION DEL MURO

$$Lm := 2.8 \quad t := 0.12$$

$$\text{LONGITUD} \quad \text{ESPESOR}$$

CORTANTE MAXIMO RESISTENTE

$$V_{max} := 2 \cdot Frs \cdot Lm \cdot t \cdot 10 \cdot \sqrt{f^*c} \quad V_{max} = 76.03$$

$$COMP1 := \begin{cases} \text{"CAMBIAR SECCION"} & \text{if } V > V_{max} \\ \text{"CONTINUAR"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad COMP1 = \text{"CONTINUAR"}$$

$$NR := \begin{cases} 2 & \text{if } t \geq 0.15 \\ 1 & \end{cases}$$

CORTANTE RESISTENTE DE LA SECCION

$$V_{cr} := \begin{cases} 0 & \text{if } P > 0 \\ 0.85 \cdot Lm \cdot t \cdot 10 \cdot Frs \cdot \sqrt{f^*c} & \text{otherwise} \end{cases} \quad V_{cr} = 0$$

CORTANTE QUE DEBE RESISTIR EL ACERO DE REFUERZO

$$V_{s1} := \begin{cases} V - V_{cr} & \text{if } V > V_{cr} \\ V & \text{otherwise} \end{cases} \quad V_s := \begin{cases} V_{s1} & \text{if } P < 0 \\ V & \text{otherwise} \end{cases} \quad V_s = 61.9$$

ACERO DE REFUERZO

$$A_v := 0.71 \quad \text{AREA DE VARILLA}$$

$$NR = 1 \quad \text{NUMERO DE RAMAS} \quad \phi := \frac{3}{8} \quad \text{DIAMETRO DE VARILLA}$$

PORCENTAJE DE ACERO DE REFUERZO

$$\rho_c := \frac{V_s}{Fy \cdot Frs \cdot Lm \cdot t \cdot 10} \quad \rho_1 := \begin{cases} \rho_{min} & \text{if } \rho_c < \rho_{min} \\ \rho_c & \text{otherwise} \end{cases} \quad \rho := \begin{cases} \rho_{max} & \text{if } \rho_1 > \rho_{max} \\ \rho_1 & \text{otherwise} \end{cases} \quad \rho_c = 0.00548$$

$$\rho = 0.00548$$

SEPARACION DE ACERO DE REFUERZO

$$S := \frac{NR \cdot A_v}{\rho \cdot t \cdot 100} \quad S = 10.79$$

REVISIÓN DE LOS MUROS DE CONCRETO S CRITERIO PARA LA OBTENCION DE RESISTENCIA
MUROS DE NIVEL 5, DIRECCION X

A FLExOCOMPRESION UNIAxIAL
 EMPLEANDO BRESSLER

0.0025

DATOS CONCRETO

ACERO

$f_c =$ $F_y = 4200$ kg/cm^2 $\frac{1}{K_R} P_R = K_R \cdot F_R \cdot t \cdot L \cdot f_c$ 0.0150

$f^*c =$

$f^*c =$ $F_y = 4200$ kg/cm^2 $K_{RO} = 1 + q$

(1) (4) (5) (6) (7) (17) (24) (28) (30) (31) (32) (33) (34) (35) (36) (37) (38) (39) (40)

ELEMENTOS MECANICOS DEL MURO				EOMETR	RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESION				RESISTENCIA A FZA CORTANTE									
ENVOLVENTE DE ELEME	CORTANTE	AXIAL	MOMENTO	L	P_R	ρ	AREA	NUM	ACTUANTE	V_{max}	COMPARACION	V_{CR}	V_s	ϕ	AREA	# RAMAS	SEPARACION VARS.	
Muro	Fx-F1 (T)	Fy-F2 (T)	Mz-M3 (T*m)	(m)	Compresión simple (T)	(Ton)	(cm ²)	.@ EXTREMO (#)	Fy-F2 (T)	(Ton)	$V_{actuante} < V_{max}$	(Ton)	(Ton)		(cm ²)	(#)	ρ	S CALULADA S (cm)
6+A/4-6+B/5	18.686	-2.535	21.387	2.66	325.58	0.10%	1.27	1.26	18.69	72.23	CONTINUAR	30.70	18.69	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
(x1.33,y8.327)	-20.649	-7.175	-24.138	2.66	325.58	0.10%	1.27	1.26	20.65	72.23	CONTINUAR	30.70	20.65	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
(6+A/4 6+B/5)	18.686	-2.535	-25.291	2.66	325.58	0.13%	1.27	1.63	18.69	72.23	CONTINUAR	30.70	18.69	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
(e123)	-20.649	-7.175	27.443	2.66	325.58	0.10%	1.27	1.26	20.65	72.23	CONTINUAR	30.70	20.65	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
6+K/4-6+L/5	-0.003	-8.061	-0.074	2.66	325.58	0.15%	1.27	1.89	0.00	72.23	CONTINUAR	30.70	0.00	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
(x17.05,y8.327)	17.71	-7.975	20.947	2.66	325.58	0.12%	1.27	1.51	17.71	72.23	CONTINUAR	30.70	17.71	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
(6+K/4 6+L/5)	-17.756	-4.094	-21.102	2.66	325.58	0.20%	1.27	2.51	17.76	72.23	CONTINUAR	30.70	17.76	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
(e123)	-0.003	-8.061	-0.067	2.66	325.58	0.20%	1.27	2.51	0.00	72.23	CONTINUAR	30.70	0.00	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
	17.71	-7.975	-23.293	2.66	325.58	0.10%	1.27	1.26	17.71	72.23	CONTINUAR	30.70	17.71	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
	-17.756	-4.094	23.253	2.66	325.58	0.10%	1.27	1.26	17.76	72.23	CONTINUAR	30.70	17.76	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67

REVISIÓN DE LOS MUROS DE CONCRETO S CRITERIO PARA LA OBTENCIÓN DE RESISTENCIA
MUROS DE NIVEL 6, DIRECCIÓN X

A FLEXOCOMPRESIÓN UNIAxIAL
 EMPLEANDO BRESSLER

0.0025

DATOS CONCRETO

ACERO

f'c =

Fy = 4200

kg/cm²

$$P_R = K_R \cdot F_R \cdot t \cdot L \cdot f'c$$

0.0150

f*c =

Fy = 4200

kg/cm²

$$K_{RO} = 1 + q$$

f'c =

(1)

(4)

(5)

(6)

(7)

(17)

(24)

(28)

(30)

(31)

(32)

(33)

(34)

(35)

(36)

(37)

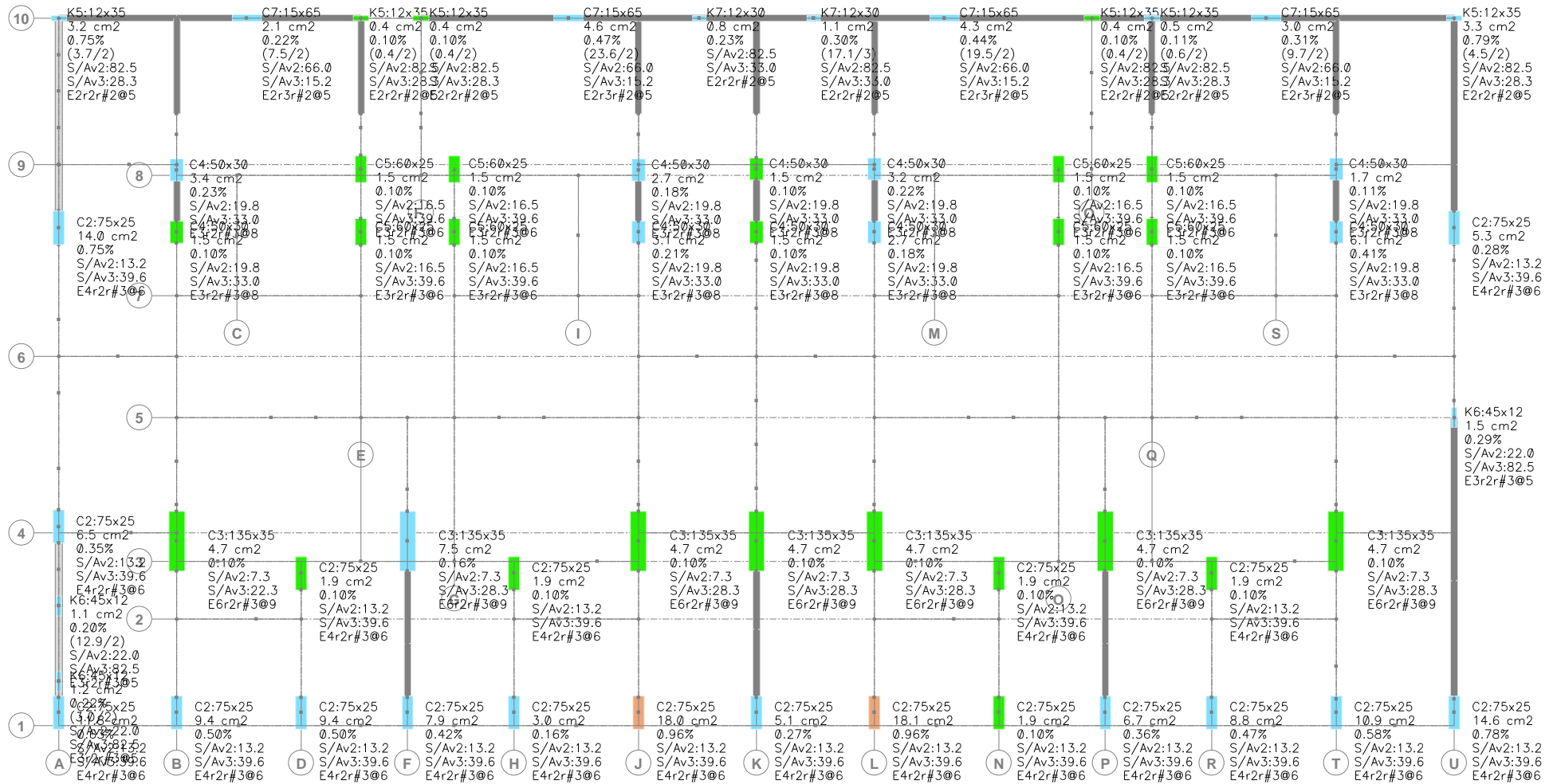
(38)

(39)

(40)

ELEMENTOS MECANICOS DEL MURO				EOMETR	RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESION				RESISTENCIA A FZA CORTANTE									
ENVOLVENTE DE ELEME	CORTANTE	AXIAL	MOMENTO	L	P _R	ρ	AREA	NUM	ACTUANTE	V _{max}	COMPARACION	V _{CR}	V _S	φ	AREA	# RAMAS	SEPARACION VARS.	
Muro	Fx-F1 (T)	Fy-F2 (T)	Mz-M3 (T*m)	(m)	Compresión simple (T)	(Ton)	(cm ²)	@ EXTREMO (#)	Fy-F2 (T)	(Ton)	V _{actuante} < V _{max}	(Ton)	(Ton)		(cm ²)	(#)	ρ	S CALULADA S (cm)
929(U)/5-4+U/6	8.175	-2.382	10.364	1.987	243.21	0.10%	1.27	0.94	8.18	53.95	CONTINUAR	22.93	8.18	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
(x31.44,y5.346)	13.214	-2.285	16.443	1.987	243.21	0.10%	1.27	0.94	13.21	53.95	CONTINUAR	22.93	13.21	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
(929(U)/5 4+U/6)	-13.984	-0.789	-17.344	1.987	243.21	0.13%	1.27	1.22	13.98	53.95	CONTINUAR	22.93	13.98	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
(e123)	8.175	-2.382	-10.057	1.987	243.21	0.10%	1.27	0.94	8.18	53.95	CONTINUAR	22.93	8.18	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
	13.214	-2.285	-16.566	1.987	243.21	0.10%	1.27	0.94	13.21	53.95	CONTINUAR	22.93	13.21	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
	-13.984	-0.789	17.588	1.987	243.21	0.15%	1.27	1.41	13.98	53.95	CONTINUAR	22.93	13.98	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
931(U)/5-6+U/6	-9.297	-1.976	-11.333	2.16	264.38	0.20%	1.27	2.04	9.30	58.65	CONTINUAR	24.93	9.30	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
(x31.44,y9.409)	-16.068	-1.925	-19.909	2.16	264.38	0.20%	1.27	2.04	16.07	58.65	CONTINUAR	24.93	16.07	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
(931(U)/5 6+U/6)	13.745	-1.008	16.888	2.16	264.38	0.10%	1.27	1.02	13.75	58.65	CONTINUAR	24.93	13.75	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
(e123)	-9.297	-1.976	11.891	2.16	264.38	0.10%	1.27	1.02	9.30	58.65	CONTINUAR	24.93	9.30	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
	-16.068	-1.925	20.229	2.16	264.38	0.10%	1.27	1.02	16.07	58.65	CONTINUAR	24.93	16.07	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67
	13.745	-1.008	-17.448	2.16	264.38	0.10%	1.27	1.02	13.75	58.65	CONTINUAR	24.93	13.75	3/8"	0.71	1	0.00250	23.67

Nivel 1



COLUMNA	B	H	AREA	ρ	ACERO LONG	AREA ACERO	ARMADO	ϕ VAR.	ϕ	Fy	# DE
			cm ²	ECO	ECO	PROPUESTO	PROPUESTO	MAYOR	ESTR.	ESTRIBO	RAMAS
	cm	cm			cm ²	cm ²		cm	cm	kg/cm ²	
1.- C-1	15	60	900	0.45%	4.05	4.26	6#3	0.95	0.95	4200	4
2.- C-2	75	25	1875	1.03%	19.31	19.31	10#5	1.59	0.95	4200	4
3.- C-3	135	35	4725	0.17%	8.03	8.03	5#5	1.59	0.95	4200	4
4.- C-4	50	30	1500	0.38%	5.70	5.7	2#3+4#4	1.27	0.95	4200	4
5.- C-5	60	25	1500	0.10%	1.50	4.26	6#3	0.95	0.95	4200	4

ESTRIBOS AL CENTRO DE COL			SEP. ESTRIBOS EN ESTREMOS DE COLUMA Y TRASLAPES					
S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	S-6	S-7	S-8	
$850 \cdot d_b / (F_y)^{1/2}$	$48d_b$	$b_{min}/2$	$b_{min}/4$	$6d_b$	10cm		ECO S/Av	
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	
1.-	12.46	45.6	7.5	3.75	5.7	10	43.2	15.2
2.-	20.85	45.6	12.5	6.25	9.54	10	37.5	13.2
3.-	20.85	45.6	17.5	8.75	9.54	10	20.7	7.3
4.-	16.66	45.6	15	7.5	7.62	10	56.2	19.8
5.-	12.46	45.6	12.5	6.25	5.7	10	46.9	16.5

DISEÑO DE TRABES DE CONCRETO REFORZADO SECCION RECTANGULAR, CONFORME A LAS NTC-RCDF 2004
TRABE T-A

PROYECTO: EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS
DATOS DE LA SECCION

H = 85 cm d = 81 cm L = 678 cm
b = 35 cm r = 4 cm L/H = 7.98

$\rho_{bal} = 0.0190$
 $\rho_{max} = 0.0143$
 $\rho_{min} = 0.0026$

CONSTANTES DE MATERIALES

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f^*_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f^rc = 170 \text{ kg/cm}^2$

CONCRETO CLASE : 1

$E_{concreto} = 2,213,594 \text{ t/m}^2$ modulo de elasticidad
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo longitudinal
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo transversal

FACTORES DE REDUCCION

f.r. = 0.9 Flexión
f.r. = 0.8 Cortante

FACTORES DE CARGA

Fc = 1.4 Flexión
Fc = 1.1 Cortante

DATOS DE ANALISIS

EXTREMO
M (-) = 24.300 T-m
 $V_u = 15.500 \text{ Ton}$

SECCION "A", 1.5m
M (-) = 19.600 T-m
 $V_u = 30.300 \text{ Ton}$

CENTRO
M (-) = 31.100 T-m
 $V_u = 27.200 \text{ Ton}$

SECCION "B", 1.5m
M (-) = 19.000 T-m
 $V_u = 28.300 \text{ Ton}$

EXTREMO
M (-) = 31.700 T-m
 $V_u = 31.400 \text{ Ton}$

DISEÑO POR FLEXION

EXTREMO
q = 0.0692
 $\rho_{cal} = 0.0028$
OK FLEXION
 $A_s = 7.937 \text{ cm}^2$
EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\Phi 1 = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 1 = 1.98 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 4 \text{ PZAS}$
 $\Phi 2 = 1/2 \text{ pulg.}$
 $A 2 = 1.27 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 1 \text{ PZAS}$
A T = 9.19
 $\rho_{real} = 0.0032$

SECCION "A"
 $q_{real} = 0.0558$
 $\rho_{cal} = 0.0023$
OK FLEXION
 $A_s = 6.401 \text{ cm}^2$
EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\Phi 1 = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 1 = 1.98 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 4 \text{ PZAS}$
 $\Phi 2 = 1/2 \text{ pulg.}$
 $A 2 = 1.27 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 0 \text{ PZAS}$
A T = 7.92
 $\rho_{real} = 0.0028$

CENTRO
 $q_{real} = 0.0885$
 $\rho_{cal} = 0.0036$
OK FLEXION
 $A_s = 10.157 \text{ cm}^2$
EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\Phi 1 = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 1 = 1.98 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 4 \text{ PZAS}$
 $\Phi 2 = 1/2 \text{ pulg.}$
 $A 2 = 1.27 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 2 \text{ PZAS}$
A T = 10.46
 $\rho_{real} = 0.0037$

SECCION "B"
 $q_{real} = 0.0558$
 $\rho_{cal} = 0.0023$
OK FLEXION
 $A_s = 6.401 \text{ cm}^2$
EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\Phi 1 = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 1 = 1.98 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 4 \text{ PZAS}$
 $\Phi 2 = 1/2 \text{ pulg.}$
 $A 2 = 1.27 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 0 \text{ PZAS}$
A T = 7.92
 $\rho_{real} = 0.0028$

EXTREMO
 $q_{real} = 0.0902$
 $\rho_{cal} = 0.0037$
OK FLEXION
 $A_s = 10.353 \text{ cm}^2$
EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\Phi 1 = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 1 = 1.98 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 4 \text{ PZAS}$
 $\Phi 2 = 1/2 \text{ pulg.}$
 $A 2 = 1.27 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 2 \text{ PZAS}$
A T = 10.46
 $\rho_{real} = 0.0037$

DISEÑO POR CORTANTE

EXTREMO
 $V_{cr} = 8.494 \text{ Ton}$
 $V_{cs} = 7.01 \text{ Ton}$

$V_{max} = 64.149 \text{ Ton}$
SECCION "A"
 $V_{cr} = 8.207 \text{ Ton}$
 $V_{cs} = 22.09 \text{ Ton}$

$V_{crmax} = 48.112 \text{ Ton}$
CENTRO
 $V_{cr} = 8.782 \text{ Ton}$
 $V_{cs} = 18.42 \text{ Ton}$

SECCION "B"
 $V_{cr} = 8.207 \text{ Ton}$
 $V_{cs} = 20.09 \text{ Ton}$

EXTREMO
 $V_{cr} = 8.782 \text{ Ton}$
 $V_{cs} = 22.62 \text{ Ton}$

EMPLEANDO ESTRIBOS $\Phi 3/8"$ NUMERO DE RAMAS = 2 AREA NOMINAL = 0.71 cm² DIAMETRO NOMINAL = 0.95 cm

SEPARACION DE ESTRIBOS

$S_{Eco} @ 28.3 \text{ cm/cm}^2$
 $S_{Eco} @ 40.19 \text{ cm}$
S1 @ 40.16 cm
S2 @ 20.25 cm
S3 @ 22.8 cm

$S_{Eco} @ 28.3 \text{ cm/cm}^2$
 $S_{Eco} @ 40.19 \text{ cm}$
S1 @ 16.63 cm
S2 @ 20.25 cm
S3 @ 22.8 cm

$S_{Eco} @ 22.4 \text{ cm/cm}^2$
 $S_{Eco} @ 31.81 \text{ cm}$
S1 @ 19.95 cm
S2 @ 20.25 cm
S3 @ 22.8 cm

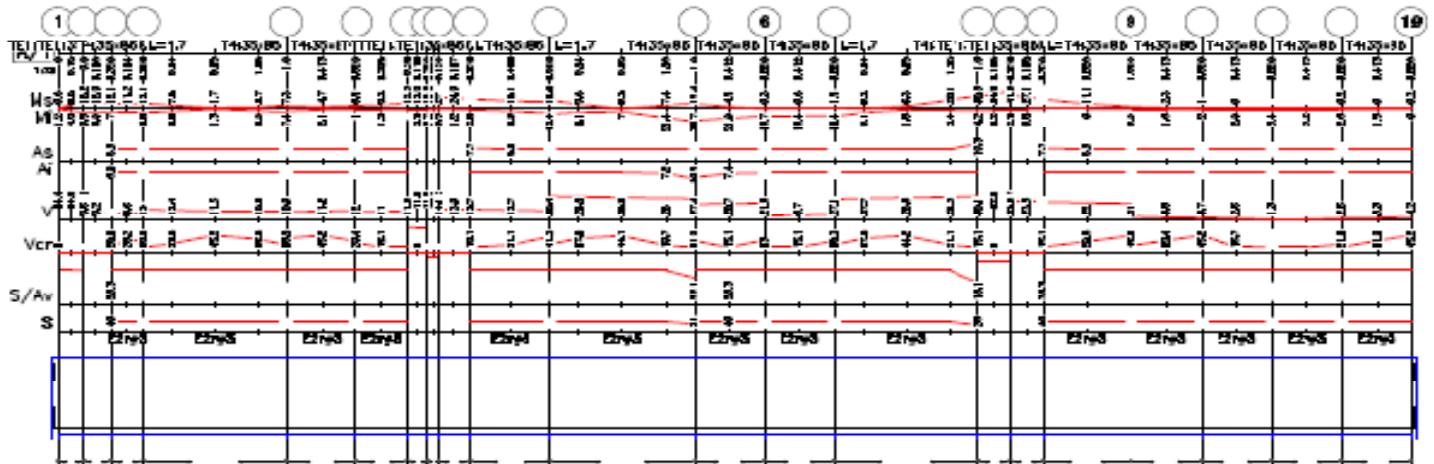
$S_{Eco} @ 28.3 \text{ cm/cm}^2$
 $S_{Eco} @ 40.19 \text{ cm}$
S1 @ 18.28 cm
S2 @ 20.25 cm
S3 @ 22.8 cm

$S_{Eco} @ 16.7 \text{ cm/cm}^2$
 $S_{Eco} @ 23.71 \text{ cm}$
S1 @ 16.24 cm
S2 @ 20.25 cm
S3 @ 22.8 cm

$S1 = \frac{FrAvfyd}{Vsr}$

$S2 = d/4$

$S3 = 24dbEst$



DISEÑO DE TRABES DE CONCRETO REFORZADO SECCION RECTANGULAR, CONFORME A LAS NTC-RCDF 2004
TRABE T-K

PROYECTO: EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

DATOS DE LA SECCION

H = 85 cm d = 81 cm L = 697 cm
b = 35 cm r = 4 cm L/H = 8.2

$p_{bal} = 0.0190$
 $p_{max} = 0.0143$
 $p_{min} = 0.0026$

CONSTANTES DE MATERIALES

$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f^*_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f^*c = 170 \text{ kg/cm}^2$

CONCRETO CLASE : 1

$E_{concreto} = 2,213,594 \text{ t/m}^2$ modulo de elasticidad
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo longitudinal
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo transversal

FACTORES DE REDUCCION

f.r. = 0.9 Flexión
f.r. = 0.8 Cortante

FACTORES DE CARGA

Fc = 1.4 Flexión
Fc = 1.1 Cortante

DATOS DE ANALISIS

EXTREMO
M (-) = 31.000 T-m
 $V_u = 27.300 \text{ Ton}$

SECCION "A", 1.5m
M (-) = 11.400 T-m
 $V_u = 21.300 \text{ Ton}$

CENTRO
M (-) = 10.400 T-m
 $V_u = 5.900 \text{ Ton}$

SECCION "B", 1.5m
M (-) = 10.400 T-m
 $V_u = 8.800 \text{ Ton}$

EXTREMO
M (-) = 17.900 T-m
 $V_u = 37.700 \text{ Ton}$

DISEÑO POR FLEXION

EXTREMO
 $q = 0.0882$
 $p_{cal} = 0.0036$
OK FLEXION
 $A_s = 10.125 \text{ cm}^2$
EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\Phi 1 = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 1 = 1.98 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 4 \text{ PZAS}$
 $\Phi 2 = 1/2 \text{ pulg.}$
 $A 2 = 1.27 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 2 \text{ PZAS}$
 $A T = 10.46 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.0037$

SECCION "A"
 $q_{real} = 0.0324$
 $p_{cal} = 0.0013$
OK FLEXION
 $A_s = 3.723 \text{ cm}^2$
EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\Phi 1 = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 1 = 1.98 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 4 \text{ PZAS}$
 $\Phi 2 = 1/2 \text{ pulg.}$
 $A 2 = 1.27 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 0 \text{ PZAS}$
 $A T = 7.92 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.0028$

CENTRO
 $q_{real} = 0.0296$
 $p_{cal} = 0.0012$
OK FLEXION
 $A_s = 3.397 \text{ cm}^2$
EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\Phi 1 = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 1 = 1.98 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 4 \text{ PZAS}$
 $\Phi 2 = 1/2 \text{ pulg.}$
 $A 2 = 1.27 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 0 \text{ PZAS}$
 $A T = 7.92 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.0028$

SECCION "B"
 $q_{real} = 0.0324$
 $p_{cal} = 0.0013$
OK FLEXION
 $A_s = 3.723 \text{ cm}^2$
EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\Phi 1 = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 1 = 1.98 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 4 \text{ PZAS}$
 $\Phi 2 = 1/2 \text{ pulg.}$
 $A 2 = 1.27 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 0 \text{ PZAS}$
 $A T = 7.92 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.0028$

EXTREMO
 $q_{real} = 0.0509$
 $p_{cal} = 0.0021$
OK FLEXION
 $A_s = 5.846 \text{ cm}^2$
EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\Phi 1 = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 1 = 1.98 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 4 \text{ PZAS}$
 $\Phi 2 = 1/2 \text{ pulg.}$
 $A 2 = 1.27 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 0 \text{ PZAS}$
 $A T = 7.92 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.0028$

DISEÑO POR CORTANTE

EXTREMO
 $V_{cr} = 8.782 \text{ Ton}$
 $V_{cs} = 18.52 \text{ Ton}$

$V_{max} = 64.149 \text{ Ton}$
SECCION "A"
 $V_{cr} = 8.207 \text{ Ton}$
 $V_{cs} = 13.09 \text{ Ton}$

$V_{crmax} = 48.112 \text{ Ton}$
CENTRO
 $V_{cr} = 8.207 \text{ Ton}$
 $V_{cs} = 0.00 \text{ Ton}$

SECCION "B"
 $V_{cr} = 8.207 \text{ Ton}$
 $V_{cs} = 0.59 \text{ Ton}$

EXTREMO
 $V_{cr} = 8.207 \text{ Ton}$
 $V_{cs} = 29.49 \text{ Ton}$

EMPLEANDO ESTRIBOS $\Phi 3/8"$ NUMERO DE RAMAS = 2 AREA NOMINAL = 0.71 cm² DIAMETRO NOMINAL = 0.95 cm

SEPARACION DE ESTRIBOS

$SEco @ 23.1 \text{ cm/cm}^2$
 $SEco @ 32.80 \text{ cm}$
S1 @ 19.84 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

$SEco @ 19.7 \text{ cm/cm}^2$
 $SEco @ 27.97 \text{ cm}$
S1 @ 28.06 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

$SEco @ 28.3 \text{ cm/cm}^2$
 $SEco @ 40.19 \text{ cm}$
S1 @ 40.16 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

$SEco @ 28.3 \text{ cm/cm}^2$
 $SEco @ 40.19 \text{ cm}$
S1 @ 619.49 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

$SEco @ 28.3 \text{ cm/cm}^2$
 $SEco @ 40.19 \text{ cm}$
S1 @ 12.46 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

$S1 = \frac{FrAvfyd}{Vsr}$ $S2 = d/4$ $S3 = 24dbEst$

LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS A TENSION

EXTREMO

$\Phi = 0.625$

CENTRO

$\Phi = 0.625$

EXTREMO

$\Phi = 0.625$

ver esquemas de armados de trabe
DIAMETRO DE LA BARRA

DISEÑO DE TRABES DE CONCRETO REFORZADO SECCION RECTANGULAR, CONFORME A LAS NTC-RCDF 2004
TRABE T-1

PROYECTO: EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

DATOS DE LA SECCION

H = 85 cm d = 81 cm L = 697 cm
b = 35 cm r = 4 cm L/H = 8.2

$p_{bal} = 0.0190$
 $p_{max} = 0.0143$
 $p_{min} = 0.0026$

CONSTANTES DE MATERIALES

$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f^rc = 170 \text{ kg/cm}^2$

CONCRETO CLASE : 1

$E_{concreto} = 2,213,594 \text{ t/m}^2$ modulo de elasticidad
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo longitudinal
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo transversal

FACTORES DE REDUCCION

f.r. = 0.9 Flexión
f.r. = 0.8 Cortante

FACTORES DE CARGA

Fc = 1.4 Flexión
Fc = 1.1 Cortante

DATOS DE ANALISIS

EXTREMO
M (-) = 24.230 T-m
 $V_u = 55.510 \text{ Ton}$

SECCION "A", 1.5m
M (-) = 17.100 T-m
 $V_u = 19.600 \text{ Ton}$

CENTRO
M (-) = 27.900 T-m
 $V_u = 20.900 \text{ Ton}$

SECCION "B", 1.5m
M (-) = 13.700 T-m
 $V_u = 30.100 \text{ Ton}$

EXTREMO
M (-) = 30.050 T-m
 $V_u = 31.500 \text{ Ton}$

DISEÑO POR FLEXION

EXTREMO
q = 0.0690
 $p_{cal} = 0.0028$
OK FLEXION
As = 7.914 cm²
EMPLEANDO VARILLAS DE
Φ 1= 3/4 pulg.
A 1= 2.85 cm²
No. Φ 1= 0 PZAS
Φ 2= 5/8 pulg.
A 2= 1.98 cm²
No. Φ 1= 4 PZAS
A T= 7.92 cm²
 $p_{real} = 0.0028$

SECCION "A"
q_{real} = 0.0487
 $p_{cal} = 0.0020$
OK FLEXION
As = 5.585 cm²
EMPLEANDO VARILLAS DE
Φ 1= 5/8 pulg.
A 1= 1.98 cm²
No. Φ 1= 4 PZAS
Φ 2= 1/2 pulg.
A 2= 1.27 cm²
No. Φ 1= 0 PZAS
A T= 7.92 cm²
 $p_{real} = 0.0028$

CENTRO
q_{real} = 0.0794
 $p_{cal} = 0.0032$
OK FLEXION
As = 9.112 cm²
EMPLEANDO VARILLAS DE
Φ 1= 5/8 pulg.
A 1= 1.98 cm²
No. Φ 1= 4 PZAS
Φ 2= 1/2 pulg.
A 2= 1.27 cm²
No. Φ 1= 0 PZAS
A T= 7.92 cm²
 $p_{real} = 0.0028$

SECCION "B"
q_{real} = 0.0487
 $p_{cal} = 0.0020$
OK FLEXION
As = 5.585 cm²
EMPLEANDO VARILLAS DE
Φ 1= 5/8 pulg.
A 1= 1.98 cm²
No. Φ 1= 4 PZAS
Φ 2= 1/2 pulg.
A 2= 1.27 cm²
No. Φ 1= 0 PZAS
A T= 7.92 cm²
 $p_{real} = 0.0028$

EXTREMO
q_{real} = 0.0855
 $p_{cal} = 0.0035$
OK FLEXION
As = 9.814 cm²
EMPLEANDO VARILLAS DE
Φ 1= 3/4 pulg.
A 1= 2.85 cm²
No. Φ 1= 0 PZAS
Φ 2= 5/8 pulg.
A 2= 1.98 cm²
No. Φ 1= 4 PZAS
A T= 7.92 cm²
 $p_{real} = 0.0028$

DISEÑO POR CORTANTE

EXTREMO
Vcr = 8.207 Ton
Vcs = 47.30 Ton

Vmax = 64.149 Ton
SECCION "A"
Vcr = 8.207 Ton
Vcs = 11.39 Ton

Vcrmax = 48.112 Ton
CENTRO
Vcr = 8.207 Ton
Vcs = 12.69 Ton

SECCION "B"
Vcr = 8.207 Ton
Vcs = 21.89 Ton

EXTREMO
Vcr = 8.207 Ton
Vcs = 23.29 Ton

EMPLEANDO ESTRIBOS Φ3/8" NUMERO DE RAMAS = 2 AREA NOMINAL = 0.71 cm² DIAMETRO NOMINAL = 0.95 cm

SEPARACION DE ESTRIBOS

SEco @ 35.7 cm/cm²
SEco @ 50.69 cm
S1 @ 7.77 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

SEco @ 19.6 cm/cm²
SEco @ 27.83 cm
S1 @ 32.25 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

SEco @ 20.9 cm/cm²
SEco @ 29.68 cm
S1 @ 28.94 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

SEco @ 30.1 cm/cm²
SEco @ 42.74 cm
S1 @ 16.78 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

SEco @ 31.5 cm/cm²
SEco @ 44.73 cm
S1 @ 15.77 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

$S1 = \frac{FrAvfyd}{Vsr}$ S2 = d/4 S3 = 24dbEst

LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS A TENSION

EXTREMO **CENTRO** **EXTREMO**
Φ = 0.75 Φ = 0.625 Φ = 0.75

ver esquemas de armados de trabe
DIAMETRO DE LA BARRA

DISEÑO DE TRABES DE CONCRETO REFORZADO SECCION RECTANGULAR, CONFORME A LAS NTC-RCDF 2004
TRABE T-T

PROYECTO: EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

DATOS DE LA SECCION

H = 85 cm d = 81 cm L = 427 cm
b = 35 cm r = 4 cm L/H = 5.0235

$p_{bal} = 0.0190$
 $p_{max} = 0.0143$
 $p_{min} = 0.0026$

CONSTANTES DE MATERIALES

$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f^*_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f^r_c = 170 \text{ kg/cm}^2$

CONCRETO CLASE : 1

$E_{concreto} = 2,213,594 \text{ t/m}^2$ modulo de elasticidad
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo longitudinal
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo transversal

FACTORES DE REDUCCION

f.r. = 0.9 Flexión
f.r. = 0.8 Cortante

FACTORES DE CARGA

Fc = 1.4 Flexión
Fc = 1.1 Cortante

DATOS DE ANALISIS

EXTREMO
M (-) = 51.000 T-m
V _u = 55.900 Ton

SECCION "A", 1.5m
M (-) = 17.400 T-m
V _u = 55.900 Ton

CENTRO
M (-) = 17.900 T-m
V _u = 12.500 Ton

SECCION "B", 1.5m
M (-) = 10.600 T-m
V _u = 24.300 Ton

EXTREMO
M (-) = 24.700 T-m
V _u = 29.510 Ton

DISEÑO POR FLEXION

EXTREMO
q = 0.1452
$p_{cal} = 0.0059$
OK FLEXION
As = 16.657 cm ²
EMPLEANDO VARILLAS DE
Φ 1= 3/4 pulg.
A 1= 2.85 cm ²
No. Φ 1= 3 PZAS
Φ 2= 5/8 pulg.
A 2= 1.98 cm ²
No. Φ 1= 4 PZAS
A T= 16.47 cm ²
$p_{real} = 0.0058$

SECCION "A"
$q_{real} = 0.0495$
$p_{cal} = 0.0020$
OK FLEXION
As = 5.683 cm ²
EMPLEANDO VARILLAS DE
Φ 1= 5/8 pulg.
A 1= 1.98 cm ²
No. Φ 1= 4 PZAS
Φ 2= 1/2 pulg.
A 2= 1.27 cm ²
No. Φ 1= 0 PZAS
A T= 7.92 cm ²
$p_{real} = 0.0028$

CENTRO
$q_{real} = 0.0509$
$p_{cal} = 0.0021$
OK FLEXION
As = 5.846 cm ²
EMPLEANDO VARILLAS DE
Φ 1= 5/8 pulg.
A 1= 1.98 cm ²
No. Φ 1= 4 PZAS
Φ 2= 1/2 pulg.
A 2= 1.27 cm ²
No. Φ 1= 0 PZAS
A T= 7.92 cm ²
$p_{real} = 0.0028$

SECCION "B"
$q_{real} = 0.0495$
$p_{cal} = 0.0020$
OK FLEXION
As = 5.683 cm ²
EMPLEANDO VARILLAS DE
Φ 1= 5/8 pulg.
A 1= 1.98 cm ²
No. Φ 1= 4 PZAS
Φ 2= 1/2 pulg.
A 2= 1.27 cm ²
No. Φ 1= 0 PZAS
A T= 7.92 cm ²
$p_{real} = 0.0028$

EXTREMO
$q_{real} = 0.0703$
$p_{cal} = 0.0028$
OK FLEXION
As = 8.067 cm ²
EMPLEANDO VARILLAS DE
Φ 1= 3/4 pulg.
A 1= 2.85 cm ²
No. Φ 1= 0 PZAS
Φ 2= 5/8 pulg.
A 2= 1.98 cm ²
No. Φ 1= 5 PZAS
A T= 9.90 cm ²
$p_{real} = 0.0035$

DISEÑO POR CORTANTE

EXTREMO
Vcr = 10.142 Ton
Vcs = 45.76 Ton

Vmax = 64.149 Ton
SECCION "A"
Vcr = 8.207 Ton
Vcs = 47.69 Ton

Vcrmax = 48.112 Ton
CENTRO
Vcr = 8.207 Ton
Vcs = 4.29 Ton

SECCION "B"
Vcr = 8.207 Ton
Vcs = 16.09 Ton

EXTREMO
Vcr = 8.655 Ton
Vcs = 20.86 Ton

EMPLEANDO ESTRIBOS Φ3/8" NUMERO DE RAMAS = 2 AREA NOMINAL = 0.71 cm² DIAMETRO NOMINAL = 0.95 cm

SEPARACION DE ESTRIBOS

SEco @ 24.1 cm/cm ²
SEco @ 34.22 cm
S1 @ 8.03 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

SEco @ 18.4 cm/cm ²
SEco @ 26.13 cm
S1 @ 7.70 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

SEco @ 28.3 cm/cm ²
SEco @ 40.19 cm
S1 @ 85.58 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

SEco @ 28.3 cm/cm ²
SEco @ 40.19 cm
S1 @ 22.83 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

SEco @ 28.3 cm/cm ²
SEco @ 40.19 cm
S1 @ 17.62 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

$S1 = \frac{FrAvfyd}{Vsr}$ S2 = d/4 S3 = 24dbEst

LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS A TENSION

EXTREMO	CENTRO	EXTREMO
Φ = 0.75	Φ = 0.625	Φ = 0.75

ver esquemas de armados de trabe
DIAMETRO DE LA BARRA

DISEÑO DE TRABES DE CONCRETO REFORZADO SECCION RECTANGULAR, CONFORME A LAS NTC-RCDF 2004
TRABE T-U

PROYECTO: EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

DATOS DE LA SECCION

H = 85 cm d = 81 cm L = 678 cm
b = 35 cm r = 4 cm L/H = 7.9765

$p_{bal} = 0.0190$
 $p_{max} = 0.0143$
 $p_{min} = 0.0026$

CONSTANTES DE MATERIALES

$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f^rc = 170 \text{ kg/cm}^2$

CONCRETO CLASE : 1

$E_{concreto} = 2,213,594 \text{ t/m}^2$ modulo de elasticidad
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo longitudinal
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo transversal

FACTORES DE REDUCCION

f.r. = 0.9 Flexión
f.r. = 0.8 Cortante

FACTORES DE CARGA

Fc = 1.4 Flexión
Fc = 1.1 Cortante

DATOS DE ANALISIS

EXTREMO
M (-) = 21.700 T-m
 $V_u = 31.900 \text{ Ton}$

SECCION "A", 1.5m
M (-) = 16.300 T-m
 $V_u = 27.800 \text{ Ton}$

CENTRO
M (-) = 14.900 T-m
 $V_u = 24.900 \text{ Ton}$

SECCION "B", 1.5m
M (-) = 9.500 T-m
 $V_u = 53.900 \text{ Ton}$

EXTREMO
M (-) = 32.500 T-m
 $V_u = 54.900 \text{ Ton}$

DISEÑO POR FLEXION

EXTREMO
 $q = 0.0618$
 $p_{cal} = 0.0025$
OK FLEXION
 $A_s = 7.087 \text{ cm}^2$
EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\Phi 1 = 3/4 \text{ pulg.}$
 $A 1 = 2.85 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 0$ PZAS
 $\Phi 2 = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 2 = 1.98 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 4$ PZAS
 $A T = 7.92 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.0028$

SECCION "A"
 $q_{real} = 0.0464$
 $p_{cal} = 0.0019$
OK FLEXION
 $A_s = 5.324 \text{ cm}^2$
EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\Phi 1 = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 1 = 1.98 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 4$ PZAS
 $\Phi 2 = 1/2 \text{ pulg.}$
 $A 2 = 1.27 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 0$ PZAS
 $A T = 7.92 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.0028$

CENTRO
 $q_{real} = 0.0424$
 $p_{cal} = 0.0017$
OK FLEXION
 $A_s = 4.866 \text{ cm}^2$
EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\Phi 1 = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 1 = 1.98 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 4$ PZAS
 $\Phi 2 = 1/2 \text{ pulg.}$
 $A 2 = 1.27 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 0$ PZAS
 $A T = 7.92 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.0028$

SECCION "B"
 $q_{real} = 0.0464$
 $p_{cal} = 0.0019$
OK FLEXION
 $A_s = 5.324 \text{ cm}^2$
EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\Phi 1 = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 1 = 1.98 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 4$ PZAS
 $\Phi 2 = 1/2 \text{ pulg.}$
 $A 2 = 1.27 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 0$ PZAS
 $A T = 7.92 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.0028$

EXTREMO
 $q_{real} = 0.0925$
 $p_{cal} = 0.0037$
OK FLEXION
 $A_s = 10.615 \text{ cm}^2$
EMPLEANDO VARILLAS DE
 $\Phi 1 = 3/4 \text{ pulg.}$
 $A 1 = 2.85 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 0$ PZAS
 $\Phi 2 = 5/8 \text{ pulg.}$
 $A 2 = 1.98 \text{ cm}^2$
No. $\Phi 1 = 6$ PZAS
 $A T = 11.88 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.0042$

DISEÑO POR CORTANTE

EXTREMO
 $V_{cr} = 8.207 \text{ Ton}$
 $V_{cs} = 23.69 \text{ Ton}$

$V_{max} = 64.149 \text{ Ton}$
SECCION "A"
 $V_{cr} = 8.207 \text{ Ton}$
 $V_{cs} = 19.59 \text{ Ton}$

$V_{crmax} = 48.112 \text{ Ton}$
CENTRO
 $V_{cr} = 8.207 \text{ Ton}$
 $V_{cs} = 16.69 \text{ Ton}$

SECCION "B"
 $V_{cr} = 8.207 \text{ Ton}$
 $V_{cs} = 45.69 \text{ Ton}$

EXTREMO
 $V_{cr} = 9.103 \text{ Ton}$
 $V_{cs} = 45.80 \text{ Ton}$

EMPLEANDO ESTRIBOS $\Phi 3/8"$ NUMERO DE RAMAS = 2 AREA NOMINAL = 0.71 cm² DIAMETRO NOMINAL = 0.95 cm

SEPARACION DE ESTRIBOS

SEco @ 24.1 cm/cm²
SEco @ 34.22 cm
S1 @ 15.51 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

SEco @ 18.4 cm/cm²
SEco @ 26.13 cm
S1 @ 18.75 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

SEco @ 28.3 cm/cm²
SEco @ 40.19 cm
S1 @ 22.01 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

SEco @ 28.3 cm/cm²
SEco @ 40.19 cm
S1 @ 8.04 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

SEco @ 28.3 cm/cm²
SEco @ 40.19 cm
S1 @ 8.02 cm
S2 @ 40.5 cm
S3 @ 22.8 cm

$S1 = \frac{FrAvfyd}{Vsr}$ $S2 = d/4$ $S3 = 24dbEst$

LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS A TENSION

EXTREMO **CENTRO** **EXTREMO**
 $\Phi = 0.75$ $\Phi = 0.625$ $\Phi = 0.75$

ver esquemas de armados de trabe
DIAMETRO DE LA BARRA