

MEMORIA DE CALCULO DE ESTRUCTURAS

1.- GENERALIDADES.

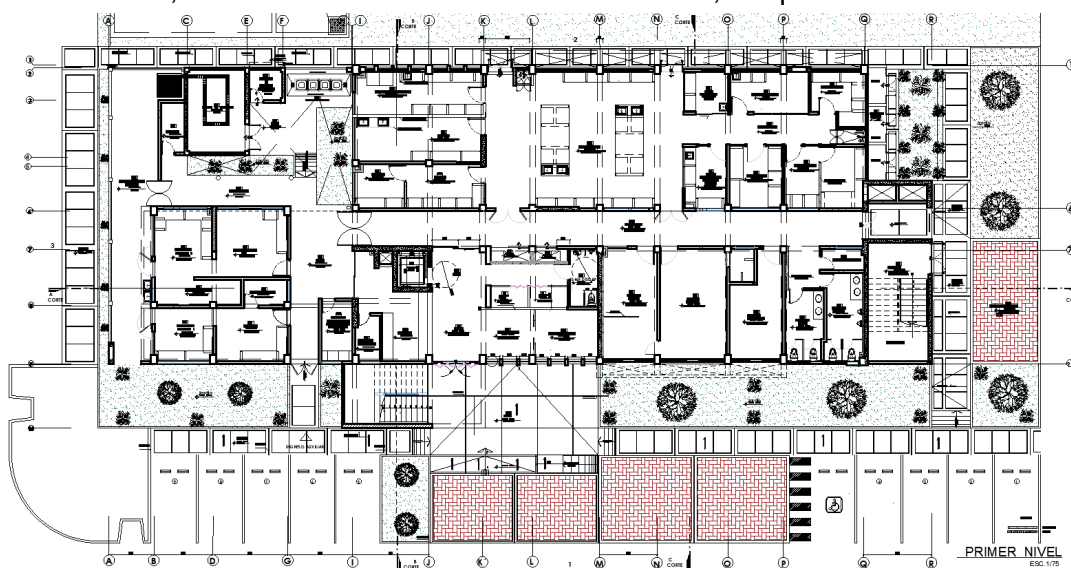
1.1.- ALCANCES.

Se elabora la presente memoria de cálculo correspondiente al proyecto indicado de acuerdo a las normas estructurales vigentes, especificaciones de fabricantes y referencias mencionadas en el presente documento. Este es un sustento a los planos de obra estructurales correspondientes al proyecto en cuestión, el cual esta a su vez basado en planos y documentación adicional otorgada por el cliente y/o propietario.

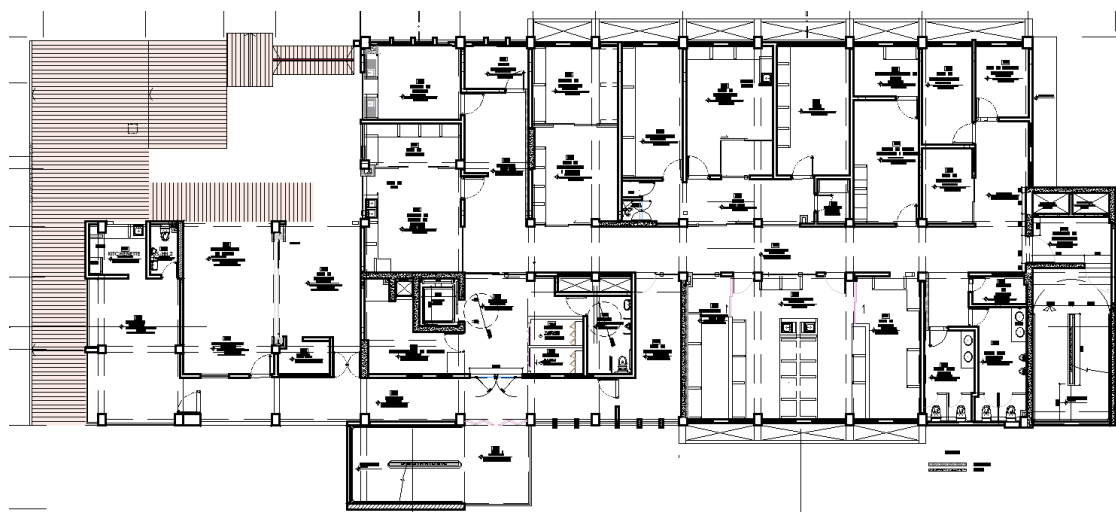
1.2.- DESCRIPCION DEL PROYECTO.

El presente proyecto, ha sido elaborado sobre la base de los planos arquitectónicos de anteproyecto aprobados por la entidad competente, correspondiente a la edificación en mención.

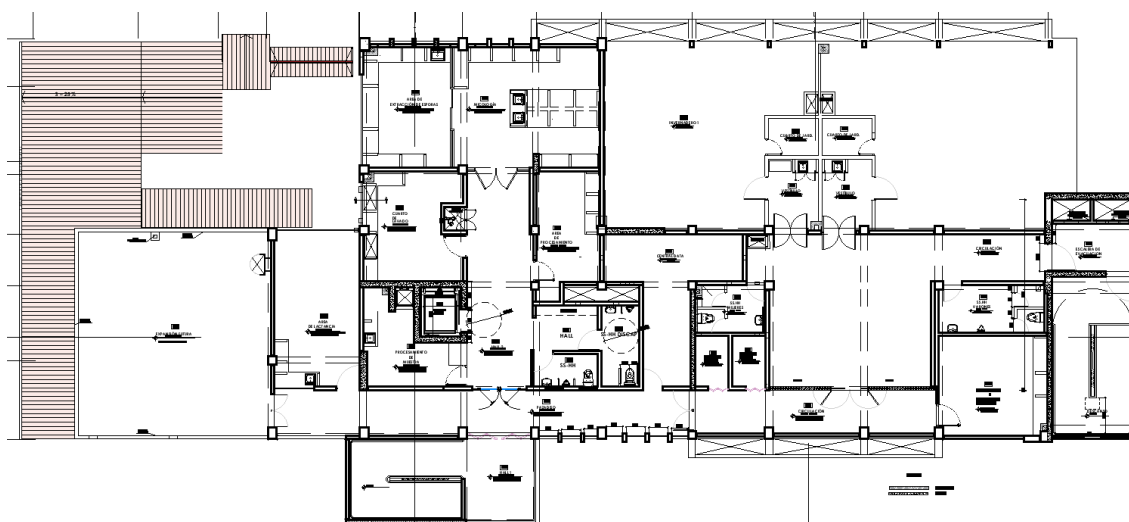
El proyecto corresponde un laboratorio de tres niveles y azotea. En el primer nivel se tiene sala de reuniones, vestuarios , sala de espera, museo de suelos, sshh, instrumentales, área de preparación de muestras, área de mesas, equipo de temperatura, lavado, reactivo, balanza, cuarto de maquina, deposito, en el segundo nivel se tiene área de investigación, vestuarios, sala de equipos, pasadizo, cafetería, sala de reuniones y en el tercer nivel se tiene invernadero, área de preparación de sulfato, circulación, área de lactancia, procesamiento de muestra, hall, área de procesamiento, en la azotea se tiene cuarto de ascensor, tanque elevado.



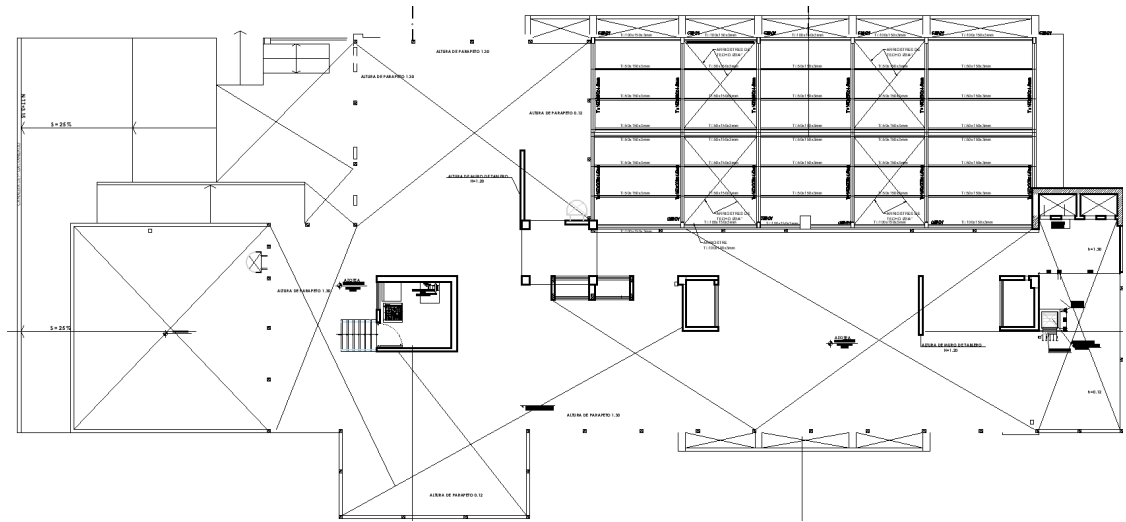
Distribución arquitectónica del primer piso.



Distribución arquitectónica del segundo piso.



Distribución arquitectónica de la tercer piso.



Distribución arquitectónica de la azotea.

1.3.- **CODIGOS ESTRUCTURALES.**

Se elaboró la presente memoria teniendo en cuenta los siguientes códigos o normas estructurales vigentes a la fecha indicada de desarrollo del presente documento y sus anexos:

- E020: Normas de carga.
- E030: Norma de diseño sismo resistente.
- E050: Norma de suelos y cimentaciones.
- E060: Norma de Concreto armado.
- E070: Norma de albañilería.

1.4.- **DOCUMENTOS DE REFERENCIA.**

El presente trabajo fue elaborado en base a los siguientes documentos:

- Planos de arquitectura.
- Planos de ubicación.

1.5.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

El presente trabajo tiene como referencias a los siguientes documentos:

- Fundamentos del concreto reforzado, Phil M. Ferguson.
- Cimentaciones de concreto armado en edificaciones, varios, ACI-UNI.
- Albañilería confinada, Angel San Bartolomé.
- Albañilería estructural, Héctor Gallegos..
- Estructuración y diseño en concreto armado, A. Blanco Blasco.
- Concreto armado, Roberto Morales.

1.6.- PROGRAMAS USADOS.

Para la elaboración de los análisis y cálculos estructurales se usaron los siguientes programas o softwares:

- Hojas de calculo programadas en OpenOffice.
- Programa de análisis estructural Etabs, CSI.

1.7.- BASES PARA EL DISEÑO, ANALISIS, CALCULO Y DETALLADO.

En base a los planos de arquitectura y estructuras, información tanto del proyecto como de ejecución o fabricación proporcionadas por el cliente y/o propietario, además de las necesidades de este y necesidades del proyecto se plantea la forma de desarrollar el proyecto que represente lo mas exacta, limpia y sencilla las características del problema sin alterar las cualidades mecánicas del mismo.

El proyecto estructural se divide, según nociones establecidas en:

- Diseño: esquematización o conceptualización de la idealización de la estructura en 2D o 3D del todo o cada parte de ella, de modo que las necesidades mecánicas como el flujo de cargas se transfiera en forma adecuada, la resistencia, estabilidad y servicio se cumpla y sean adecuadas.

- Análisis: Estimación de cargas, tanto en calidad como cantidad y finalmente determinación exacta del flujo de fuerzas en el interior de la estructura y su efecto en la deformación y estabilidad del mismo mediante métodos de elementos finitos que consideren elementos que tomen cargas axiales, cortes y momentos, mientras que los apoyos de la estructura se representarán como fijos y/o articulaciones; y en casos extremos como apoyos de resortes que simulen el efecto de apoyo del suelo.
- Cálculo: Determinación del estado de cada elemento estructural de acuerdo a las fuerzas obtenidas del análisis y comparación de las deformaciones con los máximos permitidos o establecidos de acuerdo a criterios establecidos.
- Detallado: Finalización del diseño mediante la esquematización para su ejecución o fabricación de acuerdo a los resultados obtenidos de modo que cumplan los estándares actuales.

Los resultados en cada paso del proyecto serán optimizados con la finalidad de obtener una estructura económica, viable y segura a la vez. El presente informe contempla el análisis y cálculos justificatorios y necesarios de los elementos más importantes.

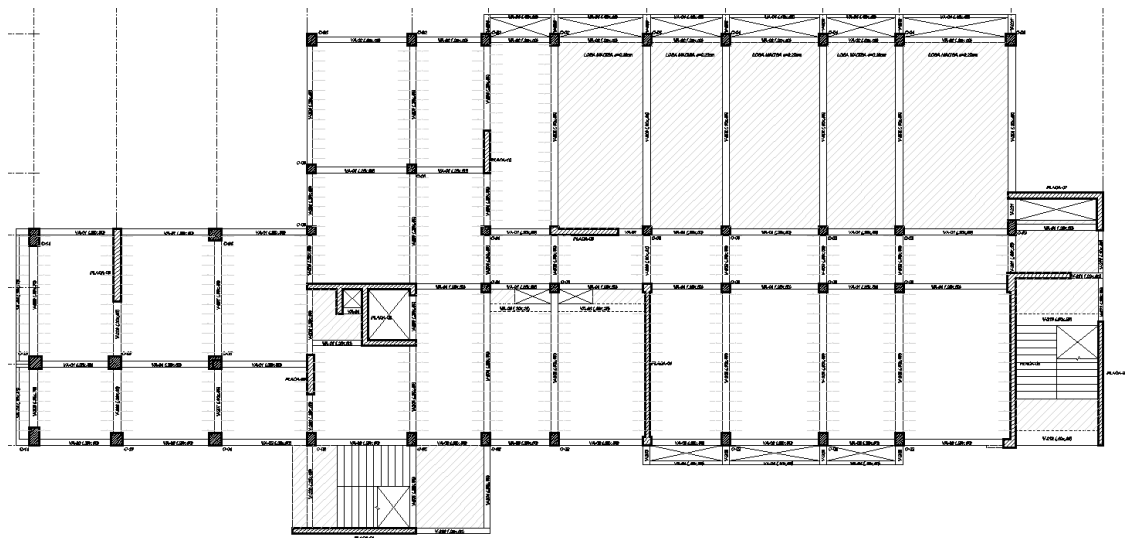
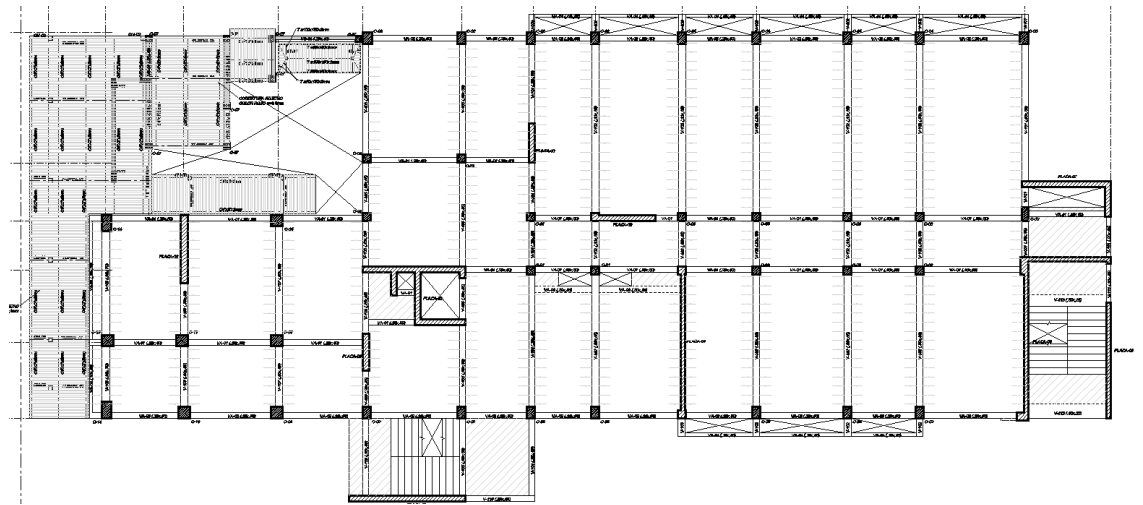
1.8.- CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES.

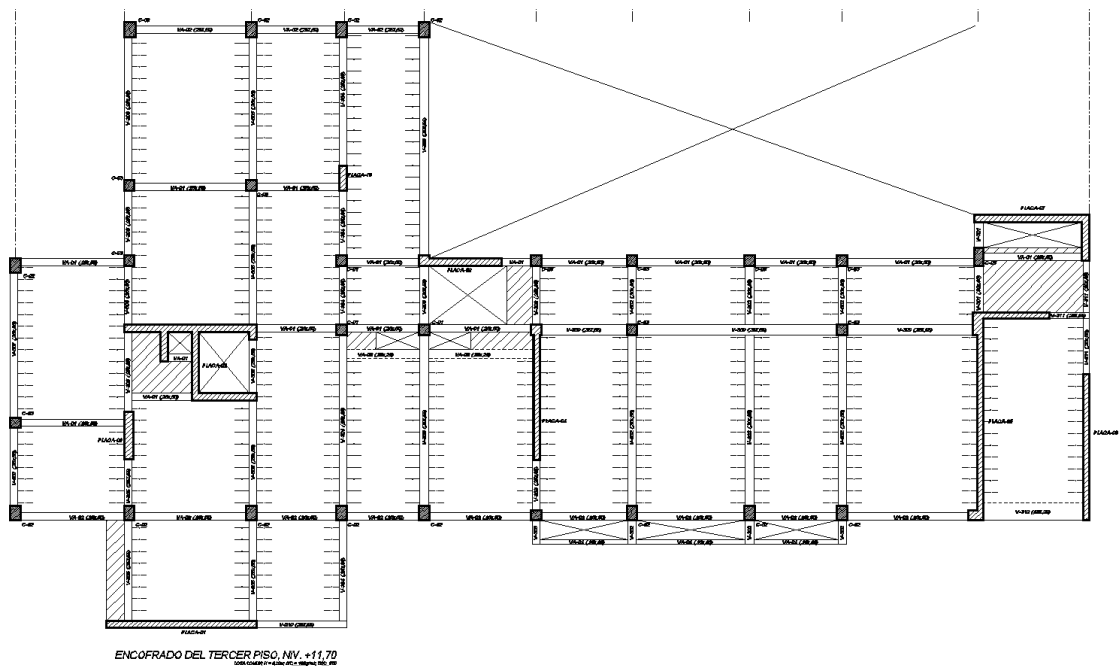
Se efectuó el proceso de diseño, análisis, cálculo y detallado del presente proyecto basados en la mecánica de los materiales, comportamiento estructural y procesos de construcción y fabricación.

Esta conformado por columnas de concreto armado, unido con vigas peraltada de 65cm y está combinado con muros estructurales. El techo es en losa aligerada de 25cm de espesor y también se tiene losa en 2 direcciones.

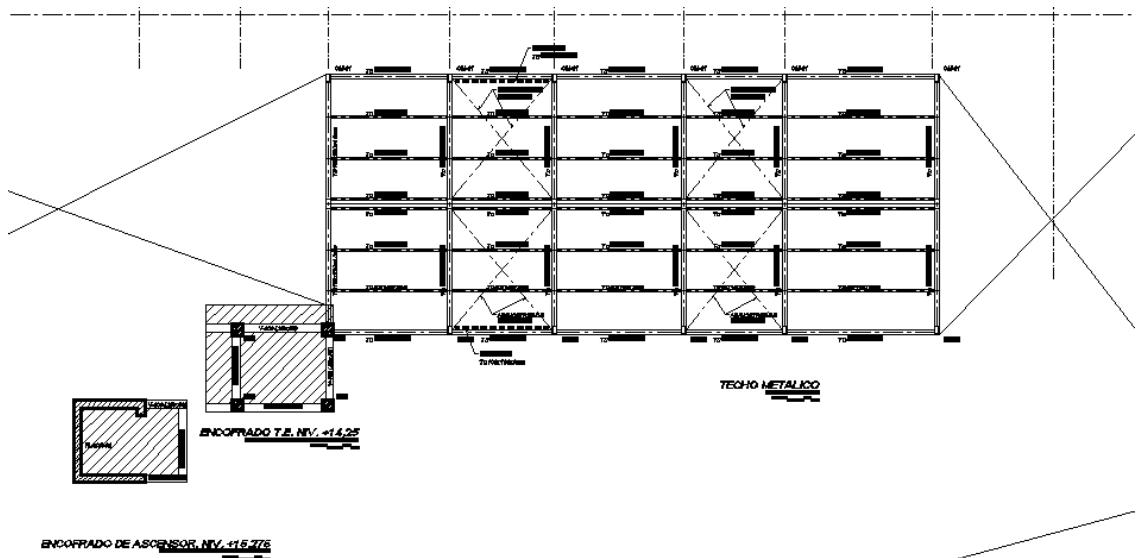
Las losas aligeradas son del tipo común con viguetas espaciadas cada 40cm y los ladrillos de techo a utilizar serán de arcilla.

El sistema estructural se considera como una estructura de muros de concreto armado en ambas direcciones. Se considera una estructura irregular en ambas direcciones.





Planta de estructuración del tercer piso.



Planta de estructuración de Azotea.

1.9.- MATERIALES USADOS.

Los materiales que se utilizarán en el proyecto son:

Concreto:

La resistencia será de 280 kg/cm² en cisterna y cuarto de bombas.

La resistencia será de 350 kg/cm² en Placa-08 y columnas C-04, C-05, C-13 y C-14 del primer y segundo piso.

La resistencia será de 210 kg/cm² en Placas y Columnas no mencionadas en el punto anterior.

La resistencia será de 210 kg/cm² en vigas, losas de techo, zapatas, vigas de cimentación, sobrecimiento armado, columnetas y vigas de tabiques.

La resistencia del concreto será de 175 kg/cm². + 30% de piedra grande en cimiento corrido simple.

La resistencia del concreto matriz será de 175 kg/cm² en veredas y falso piso.

Concreto ciclopio: CEM/HOR=1/12 + 25% de piedra grande en calzaduras, falso cimiento y en sobreexcavaciones.

Concreto pobre: CEM/HOR =1/10 + ladrillo de techo partido.

Acero de refuerzo:

El acero de refuerzo utilizado debe cumplir las normas usadas con un esfuerzo de fluencia especificado de 4200 kg/cm² en barras de acero corrugado, los recubrimientos se tomarán de acuerdo a las normas con un espesor aproximado de 2,5cm en elementos de menos de 25cm y de 5,0cm en el resto de elementos.

Albañilería confinada:

Se utilizaran ladrillos industrial king kong con máximo del 30% de vacíos (tipo V) con resistencia a la compresión de murete de un mínimo de 85 kg/cm² y corte de 9,2 kg/cm².

Albañilería simple:

Se podrá utilizar ladrillos tipo pandereta.

Cemento:

1.10.- CEMENTACION Cemento Portland Tipo V en los elementos estructurales en contacto con el suelo; y portland tipo I en el resto de los elementos.

La cimentación realizada es mediante los parametros del Estudio de Mecánica de Suelos, realizado por TECNOVIAS Y SERVICIOS GENERALES S.R.L. Profesional responsable Ing. Carlos Heredia de la Torre con CIP. 163063. Este estudio de suelos recomienda realizar una cimentación corrida y zapatas aisladas superficiales.

La cimentación realizada es de cimientos corridos y zapatas aisladas, el espesor de las zapatas y cimientos corridos son de 60cm como mínimo.

Las características del suelo son lo siguiente:

- Estrato de apoyo de la cimentación : CL (Arcilla inorgánica)
- Profundidad de cimentación: 1,50m a partir del nivel de terreno.
- Factor de seguridad de corte: 3,00
- Capacidad del terreno: 1,19 kg/cm² para zapatas cuadradas.
- Coeficiente de balasto estimado: 2,56.00 kg/cm³
- Asentamiento diferencial máximo aceptable: 0,59 cm
- Se utilizará cemento TIPO I en general.

2.- METRADO DE CARGAS

2.1.- CARGAS MUERTAS

Unidad: kg-m

Metrados usados para asignar cargas al modelo matemático

En aligerado de 25cm de espesor ne 1° Piso

	W	B	L	Total	
Losa	350,00	1,00	1,00	350,00	Metrado
Tabiques 1° piso	300,00	1,00	1,00	300,00	Metrado
Acabados	100,00	1,00	1,00	<u>100,00</u>	Estimado
				750,00	

En losa maciza de 20cm de espesor en 1° Piso

	W	B	L	Total	
Losa	480,00	1,00	1,00	480,00	Metrado
Tabiques 1° piso	300,00	1,00	1,00	300,00	Metrado
Acabados	100,00	1,00	1,00	<u>100,00</u>	Estimado
				880,00	

En aligerado de 25cm de espesor en 2° Piso

	W	B	L	Total	
Losa	350,00	1,00	1,00	350,00	Metrado
Tabiques 2° piso	232,00	1,00	1,00	232,00	Metrado
Acabados	100,00	1,00	1,00	<u>100,00</u>	Estimado
				682,00	

En losa maciza de 20cm de espesor en 2° Piso

	W	B	L	Total	
Losa	480,00	1,00	1,00	480,00	Metrado
Tabiques 2° piso	232,00	1,00	1,00	232,00	Metrado
Acabados	100,00	1,00	1,00	<u>100,00</u>	Estimado
				812,00	

2.2.- CARGAS VIVAS

Unidad: usuario

Metrados usados para asignar cargas al modelo matemático

	W	B	L	Total	
Laboratorio	400,00	1,00	1,00	400,00	NTE020-tabla1
Corredores	400,00	1,00	1,00	400,00	NTE020-tabla1
Escaleras	400,00	1,00	1,00	400,00	NTE020-tabla1
Techos	100,00	1,00	1,00	100,00	NTE020-tabla1

2.3.- CARGAS SISMICAS.

Unidad: usuario

Espectro de respuesta inelástico según la norma peruana para un análisis: dinámico:

DIRECCION X

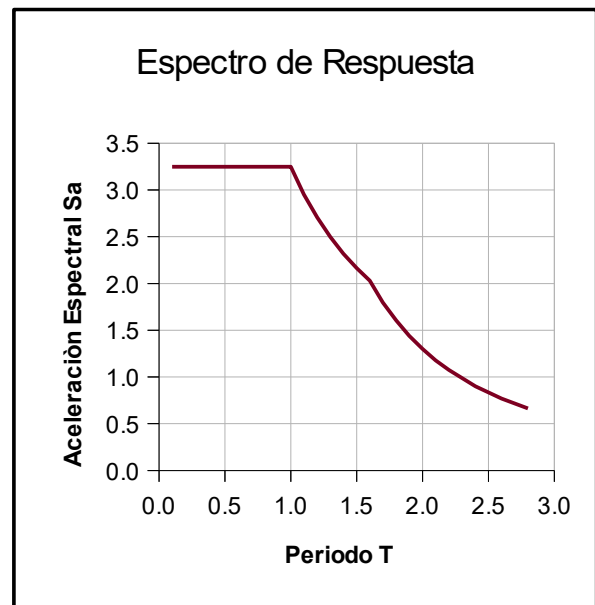
Espectro inelástico

Zona =	4	Z=	0,45	NTE030-Cap.-2-tabla 1
Categoría	B	U=	1,30	NTE030-Cap.-3-tabla 5
S =	S3	S=	1,10	NTE030-Cap.-2-tabla 3
		Tp =	1,00	NTE030-Cap.-2-tabla 4
		TL =	1,60	NTE030-Cap.-2-tabla 4

Sistema estructural

Ro =	6,00	Coeficiente básico de reducción. NTE030-Cap.-2-tabla 7
Ia =	0,90	Factor de irregularidad en altura. NTE030-Cap.-2-tabla 8
Ip =	0,90	Factor de irregularidad en planta. NTE030-Cap.-2-tabla 9
R =	4,86	Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica
Irregular? =	SI	Si Ia=1, Ip=1, la estructura es regular
g =	9,81	Aceleración g
Si	T < Tp	C=2.50
	Tp < T < TL	$C = 2,5 \frac{T_p}{T}$
	T > TL	$C = 2,5 \frac{T_p \cdot T_L}{T^2}$
$Sa = \frac{ZUSC}{R} g$		Aceleración espectral Item 4.6.2

C	T (seg)	Sa (m/s ²)
2,500	0.00	3.247
2,500	0.10	3.247
2,500	0.20	3.247
2,500	0.30	3.247
2,500	0.40	3.247
2,500	0.50	3.247
2,500	0.60	3.247
2,500	0.70	3.247
2,500	0.80	3.247
2,500	0.90	3.247
2,500	1.00	3.247
2,273	1.10	2.952
2,083	1.20	2.706
1,923	1.30	2.498
1,786	1.40	2.319
1,667	1.50	2.165
1,563	1.60	2.030
1,384	1.70	1.798
1,235	1.80	1.604
1,108	1.90	1.439
1,000	2.00	1.299
0,907	2.10	1.178
0,826	2.20	1.073
0,694	2.40	0.902
0,592	2.60	0.769
0,510	2.80	0.663



Fuerzas sísmicas laterales estáticas equivalentes para comparar con el mínimo dinámico (no se considera los sótanos).

Estructura =	muro	Ct =	60,00	portico, dual o muro
H=	11,70	T =	0,1950	T según norma
C/R=	0,514	R=	4,86	$C/R \geq 0.125$
fs=	0,331			Coeficiente sísmico estático
C =	2,500	V =	727,41	Item 2.5 NTE 030

N	A	P	h	Ph	F
4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	491,80	261,22	3,85	3056,30	163,75
2	1355,24	719,84	3,85	5650,76	302,76
1	2290,12	1216,41	4,00	4865,65	260,70
	Total =	2197,48	11,70	13572,70	727,21
	W =	0,53			
	Qprom =	0,96			

DIRECCION Y

Espectro inelástico

Zona =	4	Z=	0,45	NTE030-Cap.-2-tabla 1
Categoría	B	U=	1,30	NTE030-Cap.-3-tabla 5
S =	S3	S=	1,10	NTE030-Cap.-2-tabla 3
		TP =	1,00	NTE030-Cap.-2-tabla 4
		TL =	1,60	NTE030-Cap.-2-tabla 4

Sistema estructural

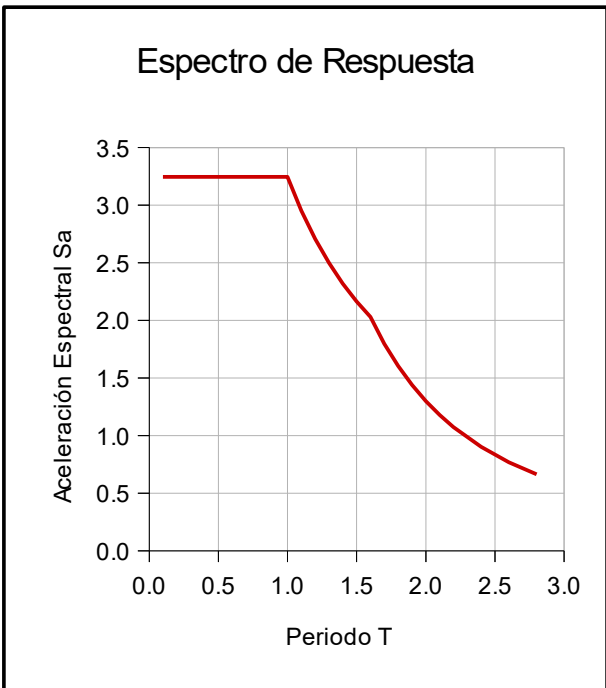
Ro =	6,00	Coeficiente básico de reducción. NTE030-Cap.-2-tabla 7
la =	0,90	Factor de irregularidad en altura. NTE030-Cap.-2-tabla 8
lp =	0,90	Factor de irregularidad en planta. NTE030-Cap.-2-tabla 9
R =	4,86	Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica
Irregular? =	SI	Si la=1, lp=1, la estructura es regular
g =	9,81	Aceleración g

Si	T < Tp	C = 2.50
	Tp < T < TL	$C = 2,5 \frac{T_p}{T}$
	T > TL	$C = 2,5 \frac{T_p \cdot T_L}{T^2}$

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} g$$

Aceleración espectral Item 4.6.2

C	T (seg)	Sa (m/s ²)
2,500	0.00	3.247
2,500	0.10	3.247
2,500	0.20	3.247
2,500	0.30	3.247
2,500	0.40	3.247
2,500	0.50	3.247
2,500	0.60	3.247
2,500	0.70	3.247
2,500	0.80	3.247
2,500	0.90	3.247
2,500	1.00	3.247
2,273	1.10	2.952
2,083	1.20	2.706
1,923	1.30	2.498
1,786	1.40	2.319
1,667	1.50	2.165
1,563	1.60	2.030
1,384	1.70	1.798
1,235	1.80	1.604
1,108	1.90	1.439
1,000	2.00	1.299
0,907	2.10	1.178
0,826	2.20	1.073
0,694	2.40	0.902
0,592	2.60	0.769
0,510	2.80	0.663



Fuerzas sísmicas laterales estáticas equivalentes para comparar con el mínimo dinámico (no se considera los sótanos).

Estructura =	muro	Ct =	60,00	portico, dual o muro
H=	11,700	T =	0,1950	T según norma
C/R=	0,514	R=	4,86	$\frac{C}{R} \geq 0.125$
fs=	0,331			Coefficiente sísmico estático
C =	2,500	V =	727,41	Item 2.5 NTE 030

N	A	P	h	Ph	F
4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	491,80	261,22	3,85	3056,30	163,75
2	1355,24	719,84	3,85	5650,76	302,76
1	2290,12	1216,41	4,00	4865,65	260,70
	Total =	2197,48	11,70	13572,70	727,21
	W =	0,53			
	Qprom =	0,96			

3.- MODELO MATEMÁTICO.

3.1.- CARACTERISTICAS.

El análisis estructural se realizó basado en métodos racionales mediante elementos finitos, usando elementos estructurales del tipo barras y laminares que simulen la interacción entre los distintos elementos considerando las fuerzas internas axiales, de corte o de momento flector.

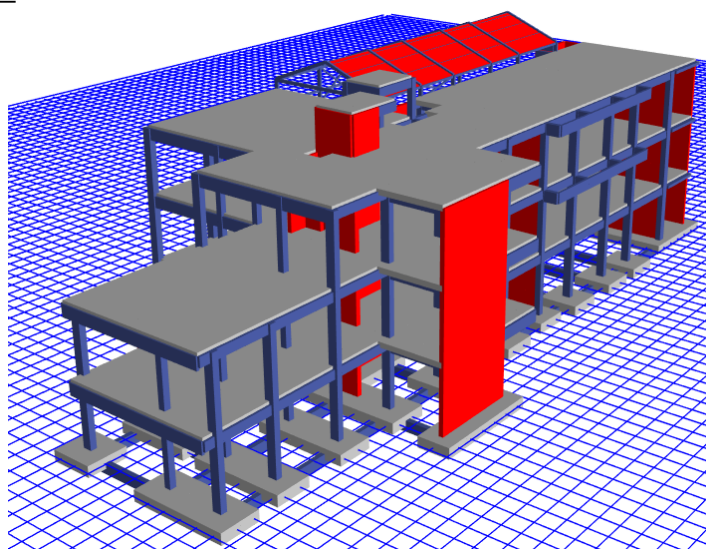
Se usó un modelo matemático en 3D conformado por barras que transfieren cargas axiales, fuerzas de corte y momentos flectores de acuerdo a la dirección de análisis predominante y elementos laminares que simulen las losas de modo que tomen momentos flectores en el plano de la losa y cortantes perpendiculares al plano medio.

3.2.- PROGRAMAS USADOS.

Debido a la complejidad del análisis estructural por elementos finitos se ve la necesidad de emplear métodos computacionales con el fin de resolver el problema, para ellos se hará uso de herramientas de ese tipo:

- Programa de análisis estructural: Se hará uso del programa Etabs Nonlinear de la empresa Computer & Structures Inc. En su versión 21.1.0.
- Programa de cálculo de parámetros sísmicos: Para el cálculo del espectro de respuesta y verificar los resultados del metrado de cargas sísmicas en este documento se usarán hojas de cálculo formuladas de este documento.

3.3.- DESCRIPCIÓN.



Modelo tridimensional del edificio

Al edificio se lo modeló con las siguientes características:

- Apoyo formado por empotramientos distribuidos linealmente en la base de los muros.
- Apoyo de las columnas empotrados en la base.
- Muros discretizados en las zonas de concentración de esfuerzos.

3.4.- **ACCIONES CONSIDERADAS**

CARGA MUERTA (CARGAS PERMANENTES)

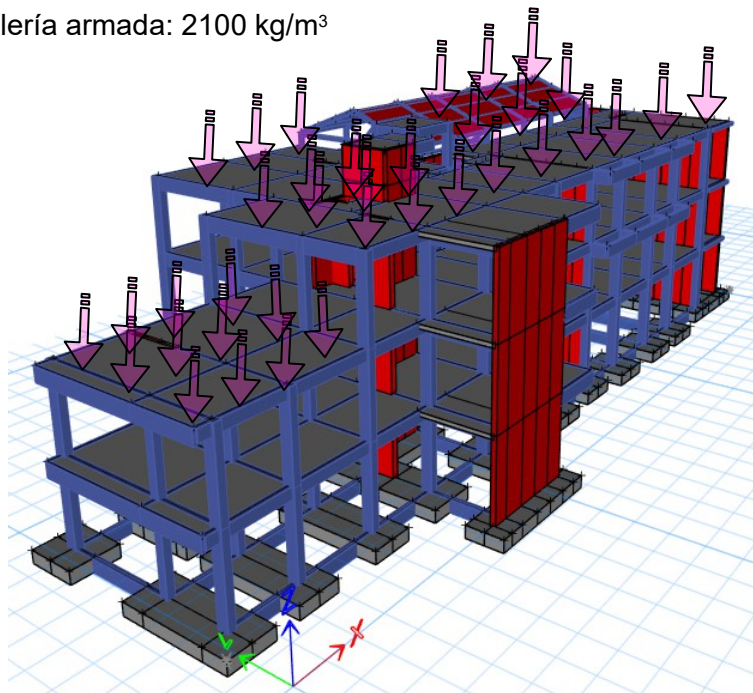
La carga muerta se consideró de acuerdo al peso propio de los materiales usados c estimados, además se adicionó las cargas transmitidas por otros elementos como acabados, cielorrasos, correas y/o tabiques.

En las cargas muertas se considera lo siguiente:

- El peso propio de la estructura.
- El peso de la tabiquería en 1° Piso de 300 kg/m²
- El peso de la tabiquería en 2° Piso de 232 kg/m²
- El peso de los acabados de 100 kg/m².

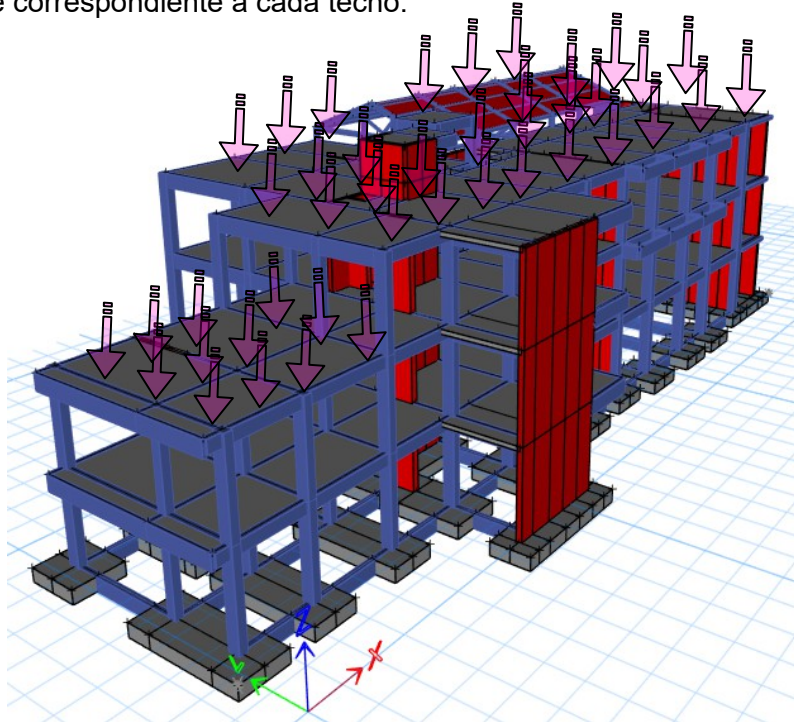
Para el peso propio se considerará el peso real de los materiales que conforman la estructura, calculados en base a los siguientes pesos unitarios:

- Concreto Armado: 2400 kg/m³
- Acero: 78,5 kN/m³ (7850 kg/m³)
- Albañilería armada: 2100 kg/m³



CARGA VIVA.

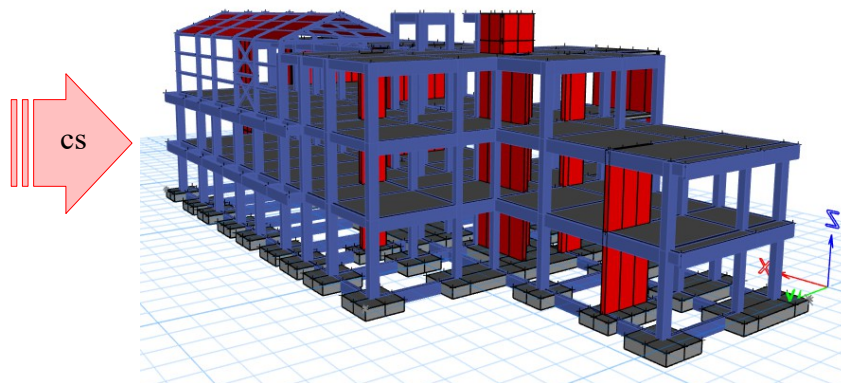
La carga viva fue asignada a la estructura, esta carga considera la carga típica de uso y/o montaje correspondiente a cada techo.



CARGAS DE SISMO.

Para el diseño sísmo resistente de la edificación se ha considerado los siguientes datos: Periodos predominantes $T_p = 1,00s$ y $T_L = 1,60s$ que pertenecen a un factor de suelo tipo S3 con factor de suelo $S = 1.10$; factor de utilidad de 1.3; el factor de zona corresponde a un $Z=0.45$. El factor R se calculó de acuerdo al ítem 2.3.

Estas cargas se asignó a la estructura de modo que esté considerado como una aceleración espectral, las fuerzas se obtuvieron de acuerdo a las masas asignadas.



Las cargas de servicio usadas en el dimensionamiento de cimentaciones y control de flechas o desplazamientos verticales fueron según norma NTE020-5-19:

S1: $cm+cv$

S2: $cm+cv+cs$

S3: $cm-0,70cs$

Las cargas usadas en el cálculo de los elementos de concreto según norma NTE060-10.2:

C1: $1,4cm+1,7cv$

C2: $1,25(cm+cv)+cs$

C3: $0,9cm+cs$

donde:

cm carga muerta

cv carga viva

cs carga de sismo

cw carga de viento

4.- RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

4.1.- PERIODOS Y PARTICIPACION DE MASA.

Unidad: m-seg

Formas de modo mínimas requeridas por norma, periodos y porcentaje de masa de cada modo.

MODO	T (seg)	%/MASA X	%/MASA Y	
1	0,237	72.90%	1.54%	Período natural
2	0,203	3.00%	56.02%	
3	0,129	0.22%	21.62%	
4	0,072	8.38%	6.27%	
5	0,065	11.70%	5.16%	
6	0,060	0.26%	0.00%	
7	0,054	0.60%	0.01%	
8	0,053	0.11%	0.04%	
9	0,050	0.00%	0.23%	
10	0,042	0.55%	5.21%	
11	0,041	0.15%	0.48%	
12	0,040	0.06%	0.31%	
13	0,039	0.18%	2.35%	
14	0,037	1.09%	0.00%	
15	0,035	0.77%	0.40%	
16	0,033	0.00%	0.01%	
17	0,024	0.02%	0.34%	
18	0,022	0.00%	0.01%	
19	0,019	0.00%	0.00%	
20	0,019	0.00%	0.00%	
TOTAL DE MASA =		100.00%	100.00%	participación de masa.

4.2.- CENTROS DE MASA Y GIROS

Unidad: t-m

NIV	MASA	XCM	YCM	XCR	YCR
1	93.47	93.47	23.67	28.73	7.89
2	85.04	85.04	24.19	29.63	7.65
3	38.97	38.97	24.37	30.09	7.66

4.3.- CORTES EN LA BASE

Unidad: t-m

NIV	VX	VY	MX	MY	CSX
3	208.19	53.04	215.52	823.43	
2	439.29	83.32	488.82	2489.96	
1	553.86	117.57	881.70	4630.78	

NIV	VX	VY	MX	MY	CSY
3	53.63	165.83	664.75	216.85	
2	87.55	358.83	2025.21	521.45	
1	117.57	458.21	3802.78	923.29	

4.4.- MAXIMOS DESPLAZAMIENTOS

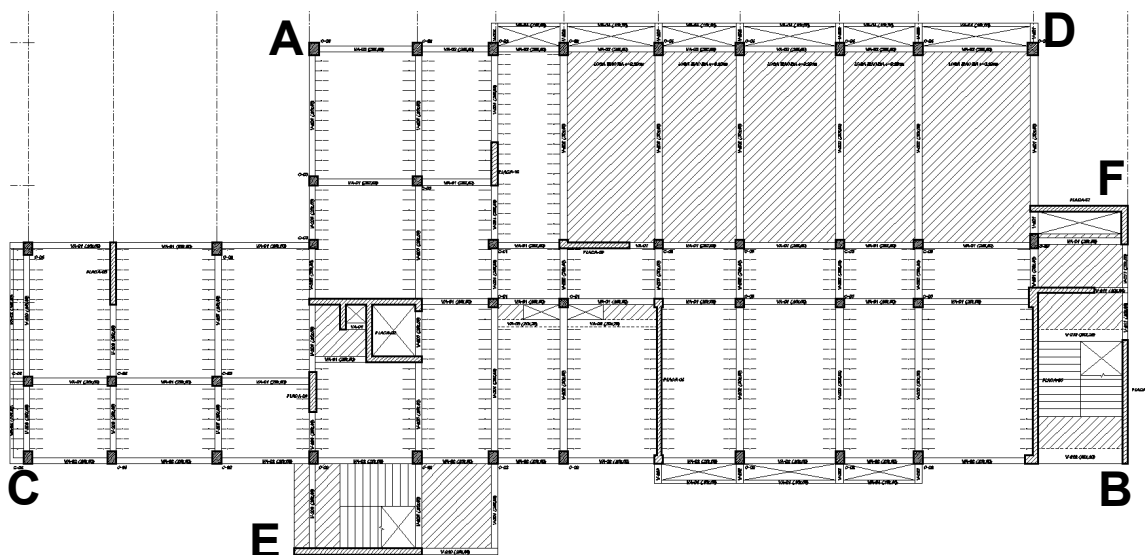
Unidad: cm

Desplazamientos de dos puntos extremos, el de máximo y mínimo desplazamiento.

	EXTREMO MAX. (A)		OPUESTO (B)		Para efecto torsional
	DX	DY	DX	DY	
3	0.755	0.614	0.609	0.242	
2	0.461	0.378	0.370	0.157	
1	0.173	0.151	0.138	0.066	
BASE	0.000	0.000	0.000	0.000	

	EXTREMO MAX. (C)		OPUESTO (D)	
	DX	DY	DX	DY
3	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.370	0.522	0.461	0.143
1	0.138	0.208	0.173	0.061
BASE	0.000	0.000	0.000	0.000

	EXTREMO MAX. (E)		OPUESTO (F)	
	DX	DY	DX	DY
3	0.587	0.630	0.692	0.242
2	0.356	0.388	0.422	0.157
1	0.133	0.155	0.158	0.066
BASE	0.000	0.000	0.000	0.000



5.- REVISIÓN SISMORRESISTENTE

5.1.- DESPLAZAMIENTOS REL. EXTREMOS DIRECCIÓN PREDOMINANTE.

Si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, es menor que 0.0035 (para concreto armado) y 0.0025 (para muros de albañilería) no aplica este criterio de irregularidad torsional. Si ocurriese lo contrario, se debe verificar que el desplazamiento relativo máximo en un extremo del edificio, incluyendo excentricidad accidental es mayor a 1.30 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos en el mismo entrepiso, para la misma condición de carga, si se cumple esto, habrá irregularidad torsional. En la tabla se muestran los puntos donde se obtienen los desplazamientos máximos en todos los niveles, para luego hallar los desplazamientos relativos máximos.

Analizado en la dirección X. H = **385,00**

R = **4,86**

Irregular? **Si**

Nivel	LATERAL (A)		OPUESTO (B)		1,3Dprom.	
	Dmax (cm)	DR	Dmin (cm)	DR		
3	0,75	0,0032	0,61	0,0026	0,0037	sin torsión
2	0,46	0,0031	0,37	0,0025	0,0036	sin torsión
1	0,17	0,0019	0,14	0,0015	0,0022	sin torsión
0	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,0000	
δmax=		0,00315				
δadm=		0,00350				

No se aplica el criterio de irregularidad.

Nivel	LATERAL (D)		OPUESTO (C)		1,3Dprom.	
	Dmax (cm)	DR	Dmin (cm)	DR		
2	0,46	0,0031	0,37	0,0025	0,0036	sin torsión
1	0,17	0,0019	0,14	0,0015	0,0022	sin torsión
0	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,0000	
δmax=		0,00309				
δadm=		0,00350				

No se aplica el criterio de irregularidad.

Nivel	LATERAL (F)		OPUESTO (E)		1,3Dprom.	
	Dmax (cm)	DR	Dmin (cm)	DR		
3	0,69	0,0029	0,59	0,0025	0,0035	sin torsión
2	0,42	0,0028	0,36	0,0024	0,0034	sin torsión
1	0,16	0,0017	0,13	0,0014	0,0020	sin torsión
0	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,0000	
	δmax=	0,00290				
	δadm=	0,00350				

No se aplica el criterio de irregularidad.

Analizado en la dirección Y. H = **385,00**

R = 4,86

Irregular? **Si**

Nivel	LATERAL (A)		OPUESTO (B)		1,3Dprom.	
	Dmax (cm)	DR	Dmin (cm)	DR		
3	0,61	0,0025	0,24	0,0009	0,0022	torsión
2	0,38	0,0024	0,16	0,0010	0,0022	torsión
1	0,15	0,0016	0,07	0,0007	0,0015	torsión
0	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,0000	
	δmax=	0,00253				
	δadm=	0,00350				

No se aplica el criterio de irregularidad.

Nivel	LATERAL (C)		OPUESTO (D)		1,3Dprom.	
	Dmax (cm)	DR	Dmin (cm)	DR		
2	0,52	0,0034	0,14	0,0009	0,0028	torsión
1	0,21	0,0022	0,06	0,0007	0,0019	torsión
0	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,0000	
	δmax=	0,00337				
	δadm=	0,00350				

No se aplica el criterio de irregularidad.

Nivel	LATERAL (E)		OPUESTO (F)		1,3Dprom.	
	Dmax (cm)	DR	Dmin (cm)	DR		
3	0,63	0,0026	0,24	0,0009	0,0023	torsión
2	0,39	0,0025	0,16	0,0010	0,0023	torsión
1	0,15	0,0017	0,07	0,0007	0,0015	torsión
0	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,0000	
	δmax=	0,00260				
	δadm=	0,00350				

No se aplica el criterio de irregularidad.

5.2.- VERIFICACION DE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA

Si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, es menor que 0.0035 (para concreto armado) y 0.0025 (para muros de albañilería) no aplica este criterio de irregularidad torsional. Si ocurriese lo contrario, se debe verificar que el desplazamiento relativo máximo en un extremo del edificio, incluyendo excentricidad accidental es mayor a 1.50 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos en el mismo entrepiso, para la misma condición de carga, si se cumple esto, habrá irregularidad torsional. En la tabla se muestran los puntos donde se obtienen los desplazamientos máximos en todos los niveles, para luego hallar los desplazamientos relativos máximos.

Analizado en la dirección X.			H = 385,00			
R = 4,86			Irregular? Si			
Nivel	LATERAL (A)		OPUESTO (B)		1,5Dprom.	
	Dmax (cm)	Drmax	Dmin (cm)	DR		
3	0.755	0,0032	0.609	0,0026	0,0043	sin torsión extrema
2	0.461	0,0031	0.370	0,0025	0,0042	sin torsión extrema
1	0.173	0,0019	0.138	0,0015	0,0025	sin torsión extrema
0	0.000	0,0000	0.000	0,0000	0,0000	
	δmax=	0,00315				
	δadm=	0,00350				

No se aplica torsión extrema.

LATERAL (D)			OPUESTO (C)			
Nivel	Dmax (cm)	Drmax	Dmin (cm)	DR	1,5Dprom.	
2	0.461	0,0031	0.370	0,0025	0,0042	sin torsión extrema
1	0.173	0,0019	0.138	0,0015	0,0025	sin torsión extrema
0	0.000	0,0000	0.000	0,0000	0,0000	
	δmax=	0,00309				
	δadm=	0,00350				
No se aplica torsión extrema.						

LATERAL (F)			OPUESTO (E)			
Nivel	Dmax (cm)	Drmax	Dmin (cm)	DR	1,5Dprom.	
3	0.692	0,0029	0.587	0,0025	0,0040	sin torsión extrema
2	0.422	0,0028	0.356	0,0024	0,0039	sin torsión extrema
1	0.158	0,0000	0.133	0,0014	0,0011	sin torsión extrema
0	δmax=	0,0000	0.000	0,0000	0,0000	
	δmax=	0,00290				
	δadm=	0,00350				
No se aplica torsión extrema.						

Analizado en la dirección Y. H = **385,00**
R = **4,86** Irregular? **Si**

LATERAL (A)			OPUESTO (B)			
Nivel	Dmax (cm)	Drmax	Dmin (cm)	DR	1,5Dprom.	
3	0.614	0,0025	0.242	0,0009	0,0026	sin torsión extrema
2	0.378	0,0024	0.157	0,0010	0,0026	sin torsión extrema
1	0.151	0,0016	0.066	0,0007	0,0017	sin torsión extrema
0	0.000	0,0000	0.000	0,0000	0,0000	
	δmax=	0,00253				
	δadm=	0,00350				
No se aplica torsión extrema.						

Nivel	LATERAL (C)		OPUESTO (D)		1,5Dprom.	
	Dmax (cm)	Drmax	Dmin (cm)	DR		
2	0.522	0,0034	0.143	0,0009	0,0032	torsión extrema
1	0.208	0,0022	0.061	0,0007	0,0022	torsión extrema
0	0.000	0,0000	0.000	0,0000	0,0000	
	δmax=	0,00337				
	δadm=	0,00350				
No se aplica torsión extrema.						

Nivel	LATERAL (E)		OPUESTO (F)		1,5Dprom.	
	Dmax (cm)	Drmax	Dmin (cm)	DR		
3	0.630	0,0026	0.242	0,0009	0,0026	sin torsión extrema
2	0.388	0,0025	0.157	0,0010	0,0026	sin torsión extrema
1	0.155	0,0017	0.066	0,0007	0,0018	sin torsión extrema
0	0.000	0,0000	0.000	0,0000	0,0000	
	δmax=	0,00260				
	δadm=	0,00350				
No se aplica torsión extrema.						

5.3.- DESPLAZAMIENTOS LATERALES.

Unidad: cm

Obtenidos los resultado en cuanto a los desplazamientos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas, se procede al cálculo de los desplazamientos laterales inelásticos multiplicando por 0.75*R si es regular y por 0.85*R si es irregular.

Se halla los desplazamientos relativos de entrepiso y las derivas para verificar que se cumpla con e artículo 15.1 define como deriva máxima 0.005 para estructuras de albañilería, 0.007 para estructuras de concreto armado, 0.01 para estructuras de acero.

Se procede a realizar el análisis en la dirección X y en la dirección Y.

DESPLAZAMIENTOS CALCULADOS EN DIRECCIÓN X.

Analizado en el punto A.

R = **4,86**Irregular? **Si**

$$DR = \frac{3}{4} R \left(\frac{D_i - D_{i-1}}{H} \right)$$

$$DR = 0.85 R \left(\frac{D_i - D_{i-1}}{H} \right)$$

	DX (cm)	R.D	Hentrepiso	DRX	NTE030-16.4
3	0,75	3,12	385,00	0,0032	Niv-3
2	0,46	1,90	385,00	0,0031	Niv-2
1	0,17	0,72	400,00	0,0018	Niv-1
0	0,00	0,00	0,00	0,0000	

Analizado en el punto D.

	DX (cm)	R.D	Hentrepiso	DRX	NTE030-16.4
2	0,46	1,90	385,00	0,0031	Niv-2
1	0,17	0,72	400,00	0,0018	Niv-1
0	0,00	0,00	0,00	0,0000	

Analizado en el punto F.

	DX (cm)	R.D	Hentrepiso	DRX	NTE030-16.4
3	0,69	2,86	385,00	0,0029	Niv-3
2	0,42	1,74	385,00	0,0028	Niv-2
1	0,16	0,65	400,00	0,0016	Niv-1
0	0,00	0,00	0,00	0,0000	

DESPLAZAMIENTOS CALCULADOS EN DIRECCIÓN Y.

Unidad: cm

Analizado en el punto A.

R = **4,86**Irregular? **Si**

$$DR = \frac{3}{4} R \left(\frac{D_i - D_{i-1}}{H} \right)$$

$$DR = 0.85 R \left(\frac{D_i - D_{i-1}}{H} \right)$$

	DY (cm)	R.D	Hentrepiso	DRY	NTE030-16.4
3	0,61	2,54	385,00	0,0025	Niv-3
2	0,38	1,56	385,00	0,0024	Niv-2
1	0,15	0,62	400,00	0,0016	Niv-1
0	0,00	0,00	0,00	0,0000	

Analizado en el punto C.

	DY (cm)	R.D	Hentrepiso	DRY	NTE030-16.4
2	0,52	2,16	385,00	0,0034	Niv-2
1	0,21	0,86	400,00	0,0021	Niv-1
0	0,00	0,00	0,00	0,0000	

Analizado en el punto E.

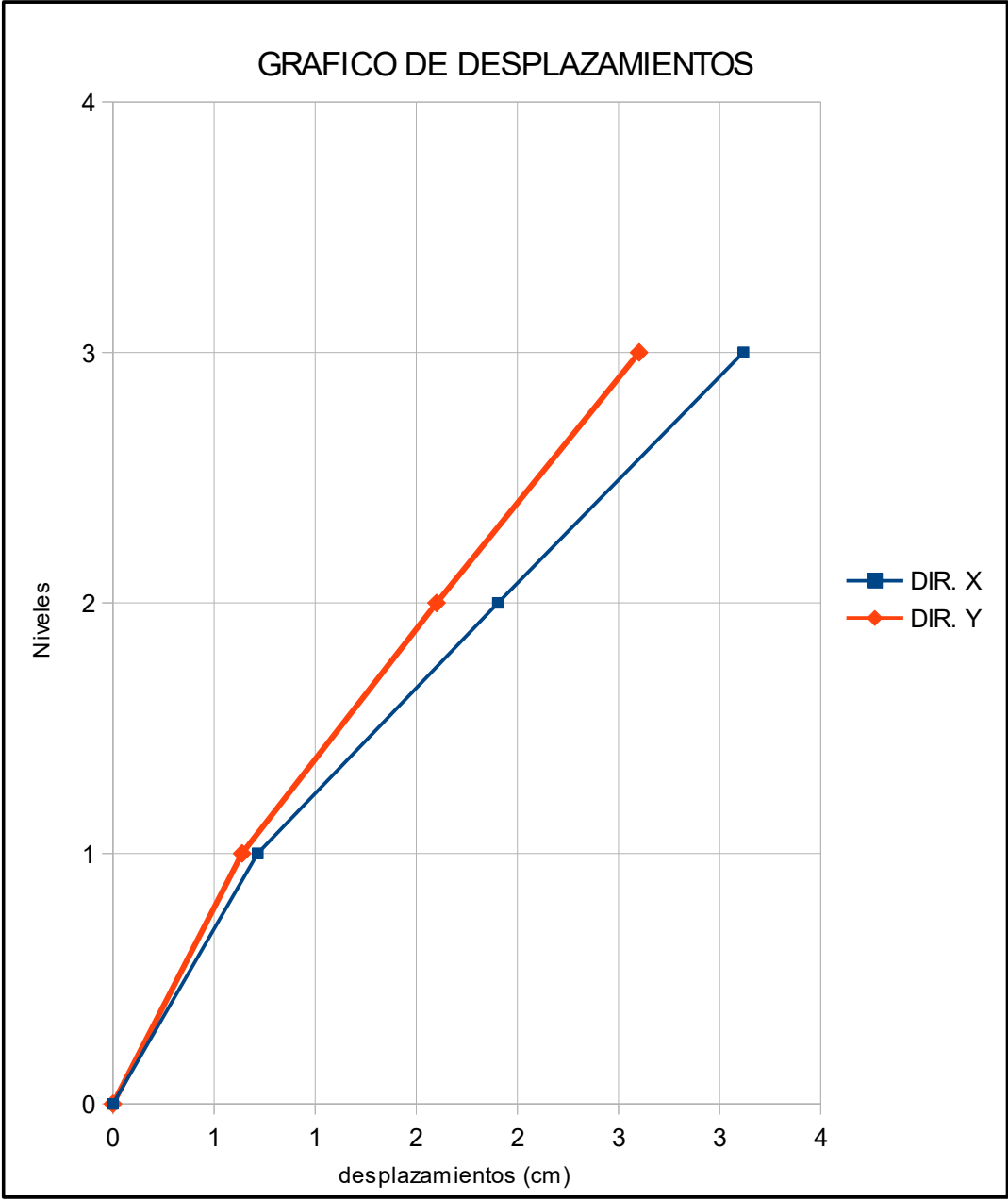
	DY (cm)	R.D	Hentrepiso	DRY	NTE030-16.4
3	0,63	2,60	385,00	0,0026	Niv-3
2	0,39	1,60	385,00	0,0025	Niv-2
1	0,15	0,64	400,00	0,0016	Niv-1
0	0,00	0,00	0,00	0,0000	

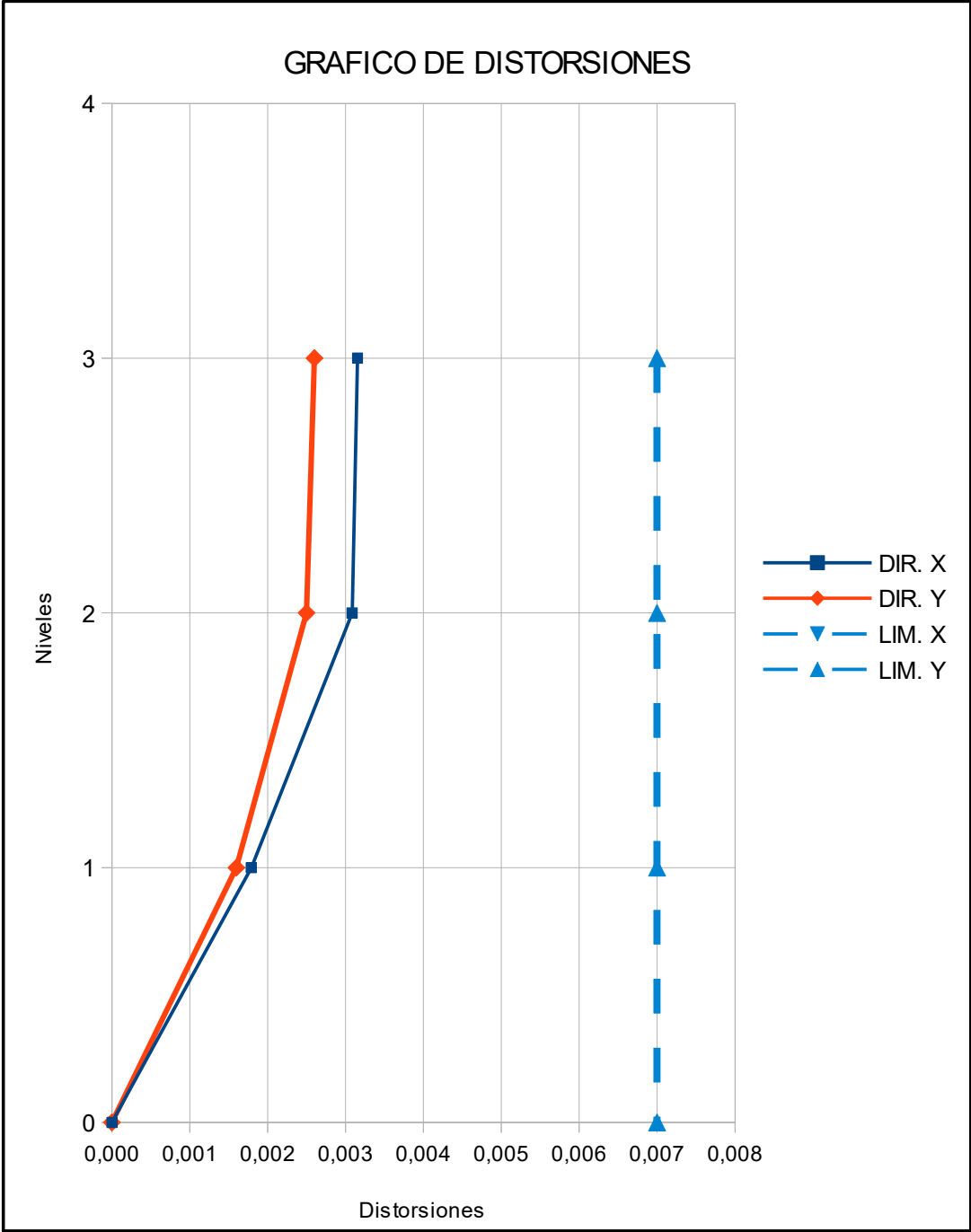
MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS.

Unidad: cm

Valores a colocar en los planos de obra según la norma

	X	Y	
d =	3,12	2,60	Máximo del último nivel
dr =	0,0032	0,0025	Máximo de un entrepiso
Dr =	0,007	0,007	Máximo normado





5.4.- JUNTA DE SEPARACION SÍSMICA

Unidad: cm

Para evitar el contacto durante un movimiento sísmico, toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima s , la cual debe ser igual al mayor de los siguientes valores:

- $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.
- 3 cm.
- $s = 0.006h$.

donde “h” es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel donde se evaluará “s”. Como el desplazamiento de los bloques vecinos es desconocido, la distancia “s” se calculó en base a los otros dos criterios. Sólo se hizo el cálculo de “s” en la dirección X, pues es la más crítica que en la dirección Y.

La norma E.030 dice además que la distancia que se retirará la edificación de los lotes adyacentes no será menor que los $2/3$ del desplazamiento máximo calculado para el nivel más elevado de la edificación, ni tampoco será menor que $s/2$.

Dirección Y

Máximo desplazamiento=	2,60	
Altura máxima =	1170,00	Medido desde el nivel de terreno
$s_1 =$	7,02	$S_2 =$ 2,60
$S_{min} =$	3,51	Separación mínima del límite de propiedad.
Colocado en plano =	5cm	

Dirección X

Máximo desplazamiento=	3,12	
Altura máxima =	1170,00	Medido desde el nivel de terreno
$s_1 =$	7,02	$S_2 =$ 3,12
$S_{min} =$	3,51	Separación mínima del límite de propiedad.
Colocado en plano =	5cm	

5.5.- VERIFICACION CORTE MINIMO.

Unidad: ton-m

La mínima fuerza cortante en la base para cada dirección será el 80% de la fuerza cortante estática si es regular y el 90% si es irregular. De ser necesario se aumentará el valor de la fuerza cortante para cumplir con el mínimo establecido, esto se logrará escalando proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos a excepción de los desplazamientos.

	X	Y	
V est =	727.41	727.41	del metrado
V din =	553,86	458,21	del análisis computacional
Regular =	No	No	Si o No
Factor =	1,18	1,43	Amplifica cargas sísmicas
V bal =	654,66	654,66	Cortante basal

5.6.- CALCULO DE ESTABILIDAD

Unidad: ton-m

En los edificios, el movimiento del suelo afecta de diferente manera para cada tipo de configuración. Generalmente los edificios demasiado esbeltos al estar sujetos a la fuerza de un sismo, pueden voltearse toda la estructura hacia un lado. Para edificios con una relación de esbeltez mayor a 4 por 1, es recomendable llevar un análisis sísmico dinámico, que determinará las secciones adecuadas de los elementos estructurales.

Se realiza el cálculo de la estabilidad al volteo considerando la amplificación por corte diámico mínimo.

Actuante	X	Y	dirección de sismo considerado
M =	6118,17	6532,17	
K =	1,18	1,43	
Ma =	7231,74	9332,78	
Resistente	X	Y	
Dcm =	93,47	23,67	Al primer piso
P =	2197,48	2197,48	
Mr =	205408,11	52024,36	
FSV =	28,40	5,57	mínimo de 1,2
	BIEN	BIEN	

6.- CALCULO DE LOSA DE ENTREPISO

A.- ALIGERADO DEL EJE N-O CON 1-6' EN EL PRIMER PISO.

6.1.- DATOS DE MATERIALES

Unidad: ton-m

$f_c =$	2100,00	$\phi_f =$	0,90	concreto de mezcladora
$f_y =$	42000,00	$\phi_c =$	0,85	
$G_c =$	2,40	ladrillo/m =	33,33	Peso lineal de unidad

6.2.- METRADO DE CARGAS

Unidad: kgf-m-ton

CM	B	W	Parcial	Total	
aligerado =	0,40	391,10	156,44		
acabado =	0,40	100,00	40,00		Estimado
tabiquería=	0,40	300,00	120,00	0,32	Estimado
CV	B	W	Parcial	Total	
sobrecarga =	0,40	400,00	160,00	0,16	NTE020-tabla 1
S	W	U	W		Combinaciones
	0,48		0,76		NTE020-cap5-19
					NTE060-10.2

6.6.- DATOS GEOMETRICOS.

Unidad: ton-m

Datos geométricos de la vigueta del techo aligerado, el concreto aqui corresponde a vigueta.

$h =$	0,25	$tw =$	0,10	Geometría
$hf =$	0,05	$bf =$	0,40	
$s =$	0,30	ladrillo? =	Si	Común,
Vigueta tipo=	Común	$f'_c =$	2100,00	tralicho o pretensada

6.4.- DISEÑO Y REVISION.

Unidad: kg-m-cm

Cálculo por flexión y corte usando como aproximacion los coeficientes de M y V de la norma.

L =	3,70	Tramo :	Interior	Exterior, Interior Unico, Volado
Flexion:	A (izq.)	C(cent.)	B(der.)	
coef. =	0,09	0,06	0,09	NTE060-9.3.2
b =	0,10	0,40	0,10	
Mu =	0,90	0,65	0,90	Método de coeficientes? Si
As =	1,13	0,78	1,13	
a =	2,65	0,46	2,65	Bloque comprimido
Ab =	1,27	1,27	1,27	$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc \cdot b}$
# varillas =	0,89	0,61	0,89	

Revisión por corte, en caso de no pasar cambiar la seccion de vigueta, concreto o usar ensanche de losa, esta hoja dara hasta donde se debe extender este ensanche alternadamente.

Corte:	A (izq.)	B(der.)	
coef. =	0,58	0,58	NTE060-9.3.2
Vu =	1,37	1,37	Método de coeficientes? Si
Vuc =	1,47	1,47	NTE060-13.2.1
	BIEN AL CORTE	BIEN AL CORTE	
L =	0,00	0,00	Long de ensanche

B.- ALIGERADO DEL EJE I-J CON 1-5 EN ELPRIMER PISO.

6.1.- DATOS DE MATERIALES

Unidad: ton-m

fc =	2100,00	Øf =	0,90	concreto de mezcladora
fy =	42000,00	Øc =	0,85	
Gc =	2,40	ladrillo/m =	33,33	Peso lineal de unidad

6.2.- METRADO DE CARGAS

Unidad: kgf-m-ton

CM	B	W	Parcial	Total	
aligerado =	0,40	391,10	156,44		
acabado =	0,40	100,00	40,00		Estimado
tabiquería=	0,40	300,00	120,00	0,32	Estimado
CV	B	W	Parcial	Total	
sobrecarga =	0,40	400,00	160,00	0,16	NTE020-tabla 1
S	W	U	W		Combinaciones
	0,48		0,76		NTE020-cap5-19
					NTE060-10.2

6.6.- DATOS GEOMETRICOS.

Unidad: ton-m

Datos geométricos de la vigueta del techo aligerado, el concreto aqui corresponde a vigueta.

h =	0,25	tw =	0,10	Geometría
hf =	0,05	bf =	0,40	
s =	0,30	ladrillo? =	Si	Común,
Vigueta tipo=	Común	f'c =	2100,00	tralicho o pretensada

6.4.- DISEÑO Y REVISION.

Unidad: kg-m-cm

Cálculo por flexión y corte usando como aproximacion los coeficientes de M y V de la norma.

L =	4,00	Tramo :	Exterior	Exterior, Interior Unico, Volado
Flexion:	A (izq.)	C(cent.)	B(der.)	
coef. =	0,04	0,07	0,11	NTE060-9.3.2
b =	0,10	0,40	0,10	
Mu =	0,48	0,87	1,29	Método de coeficientes? Si
As =	0,59	1,04	1,66	
a =	1,38	0,61	3,90	Bloque comprimido
Ab =	1,27	1,27	1,98	$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc \cdot b}$
# varillas =	0,46	0,82	0,84	

Revisión por corte, en caso de no pasar cambiar la seccion de vigueta, concreto o usar ensanche de losa, esta hoja dara hasta donde se debe extender este ensanche alternadamente.

Corte:	A (izq.)	B(der.)	
coef. =	0,50	0,50	NTE060-9.3.2
Vu =	1,28	1,28	Método de coeficientes? Si
Vuc =	1,47	1,47	NTE060-13.2.1
	BIEN AL CORTE	BIEN AL CORTE	
L =	0,00	0,00	Long de ensanche

7.- RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS.

7.1.- FUERZAS EN VIGAS

Unidad: t-m

Fuerzas en las caras de apoyo de las vigas y en la zona central de mayor momento.

Incluye las cargas distribuidas y flechas obtenidas.

V-102 (,30x,65) EJE N ENTRE 1-6' (EN PRIMER PISO)

	Va	Vc	Vb	W	
CM	-12,77	-0,78	12,91	3,44	Va<0
CV	-5,40	-0,34	5,43	1,45	Vb>0
CS	0,70	0,70	0,70		
U	27,05	2,11	27,31	7,28	NTE060-9.2
S				4,89	CM+CV
	Ma	Mc	Mb	Y (cm)	
CM	-13,42	10,19	-13,95	0,30	Ma, Mb<0
CV	-5,67	4,33	-5,79	0,13	Mc>0
CS	2,01	0,43	3,22		
U	28,42	21,63	29,38		NTE060-9.2
S	19,09	14,52	19,74	0,37	CM+CV
X	0,18	3,66	7,64		

V-103 (,30x,65) EJE M ENTRE 1-6' (EN EL PRIMER PISO)

	Va	Vc	Vb	W	
CM	-12,57	-0,87	12,50	3,36	Va<0
CV	-5,29	-0,38	5,23	1,41	Vb>0
CS	0,47	0,47	0,47		
U	26,59	2,03	26,40	7,10	NTE060-9.2
S				4,77	CM+CV
	Ma	Mc	Mb	Y (cm)	
CM	-13,49	9,91	-13,25	0,30	Ma, Mb<0
CV	-5,71	4,18	-5,48	0,12	Mc>0
CS	0,82	1,41	3,18		
U	28,59	20,98	27,86		NTE060-9.2
S	19,20	14,09	18,73	0,36	CM+CV
X	0,18	3,66	7,64		

7.2.- FUERZAS EN COLUMNAS

Unidad: t-m

Fuerzas en el extremo mas cargado de la columna en la direccion mas desfavorable.

COLUMNA C-03 EJE J - 5 EN EL PRIMER PISO

	N	V	M	
CM	-36,75	2,34	2,94	
CV	-10,75	1,01	1,27	
CS	6,40	1,69	3,76	
U	69,73	5,88	9,02	NTE060-9.2

COLUMNA C-02 EJE L-1 EN EL PRIMER PISO

	N	V	M	
CM	-45,17	-0,17	-0,23	
CV	-14,63	-0,07	-0,09	
CS	4,27	1,75	3,06	
U	88,11	2,05	3,47	NTE060-9.2

7.3.- FUERZAS EN PLACAS

Unidad: t-m

Fuerzas en los extremos por unidad de longitud y corte en la zona central del muro

PLACA-02 (ASCENSOR) EN PRIMER PISO

	N	V	M	INGRESO DE DATOS
CM	-175,17	-2,97	-15,47	
CV	-28,44	-1,05	-6,15	
CS	36,68	172,59	1182,74	
U	293,58	177,63	1209,77	NTE060-9.2
L=	4,50	H=	11,70	medido desde el primer piso

PLACA-09 (0,25x2,80) EN PRIMER PISO

	N	V	M	INGRESO DE DATOS
CM	-87,50	1,32	-1,50	
CV	-23,45	0,54	-0,65	
CS	25,19	61,68	316,26	
U	163,87	63,99	318,94	NTE060-9.2
L=	2,80	H=	11,70	medido desde el primer piso

PLACA-10 (0,25x1,73) EN PRIMER PISO

	N	V	M
CM	-48,16	-0,39	-1,26
CV	-13,19	-0,18	-0,54
CS	4,73	22,93	83,64
U	89,85	23,64	85,88
L=	1,73	H=	11,70

INGRESO DE DATOS

NTE060-9.2
medido desde el primer piso

7.4.- REACCIONES Y FUERZAS EN ZAPATAS

Unidad: t-m

Fuerzas en la base de columnas en la dirección mas desfavorable. Incluye el caso de la base de una estructura del tipo "pendulo invertido"

ZAPATA Z-16 EJE J-5

	V	N	M
CM	0,17	45,17	0,23
CV	0,07	14,63	0,09
CS	1,75	4,28	3,06
U	2,05	88,12	3,46
S+	1,99	64,08	3,38
S-	-1,51	59,81	0,32

NTE020-5.19(?)
PEND INV. = **SI**

ZAPATA Z-02 EJE L-1

	V	N	M
CM	2,34	36,73	2,94
CV	1,01	10,75	1,27
CS	1,69	6,51	3,76
U	5,89	69,70	9,02
S+	5,05	53,99	7,97
S-	1,66	47,48	4,21

NTE020-5.19(?)
PEND INV. = **SI**

8.- CALCULO DE VIGAS

A.- V-102 (,30x,65) EJE N ENTRE 1-6' (EN PRIMER PISO)

8.1.- DATOS GENERALES.

Unidad: ton-m

$f_c =$	2100,00	$G_{ca} =$	2,40	Concreto
$f_y =$	42000,00	$n =$	9,20	Acero
$\phi_f =$	0,90	$\phi_c =$	0,85	coeficientes
$E_c =$	2173706,51			Módulo de elasticidad del concreto.
$E_s =$	20000000,00			Módulo de elasticidad del acero.

$H_w =$	0,65	$B_w =$	0,30	Dimensiones
$H_f =$	0,00	$B_f =$	0,00	Rectangular: $H_f=B_f=0$
$L =$	7,42	$d =$	0,60	

8.2.- RESULTADOS DE ANALISIS.

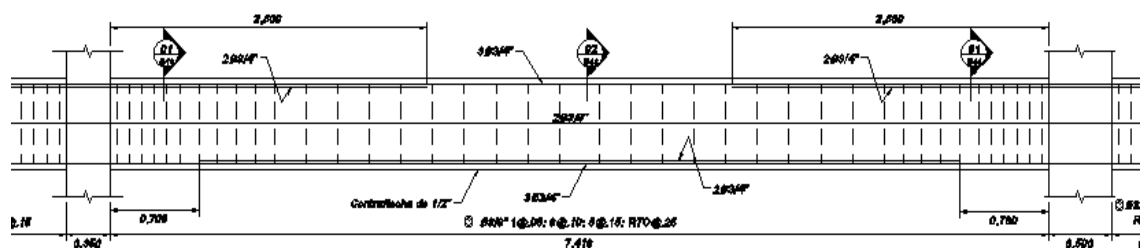
Unidad: ton-m

	lateral 1	Centro	Lateral 2
$V_u =$	27,05	2,11	27,31
$M_u =$	28,42	21,63	29,38
$M_s =$	19,09	14,52	19,74

Deflexión del análisis (cm) **0,37**

Carga distribuída de diseño(t/m). **7,28**

Carga distribuida de servicio (t/m). **4,89**



8.3.- CALCULO POR FLEXION.

Unidad: ton-m-cm²

Cálculo en extremo, centro y extremo, considerando viga Tee y rectangular

Ab =	2,85			Area de varilla usada	
	Negativo	Positivo	Negativo		
As =	13,77	10,22	14,29	Area de acero obtenido	
a =	0,08				
	Como rectangular				
M1 =	0,00		As1 =	0,00	Para viga Tee
M2 =	21,63		As2 =	10,22	
As =	13,77	10,22	14,29		Acero total
# barras =	4,83	3,59	5,01		
As min =	4,35		As max =	27,97	Requerimientos
# barras =	1,53		# barras =	9,81	

$$A_{vmin} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$$

Considerando una posible redistribucion de momentos

B1 =	0,85		pb =	0,02	
p =	0,01	0,01	0,01		
	Redistribuir	Redistribuir	Redistribuir		
% reducc =	0,13	0,15	0,12		
As final =	12,03	8,74	12,53	Acero requerido por redistribución	
# barras =	4,22	3,06	4,39		
acero colocado	5φ3/4"	5φ3/4"	5φ3/4"	acero real colocado en viga.	

8.4.- CALCULO POR CORTE

Unidad: cm-ton-m

Ab =	0,71	# ramas = 2,00	Area de estribo y numero de ramas
Av =	1,42		Area total de acero que toma el corte

Cálculo por resistencia, considerando el corte obtenido del analisis

Vuc =	11,75	Vs =	14,10
S max =	0,30	Vs max =	47,00
x =	0,20	S =	0,22

Cálculo por fluencia considerando el corte asociado a la capacidad por flexión

Mpa =	35,14	Mpb =	36,46	Momentos plásticos
Vuc =	11,75	Vs =	16,04	
S max =	0,15			

Vu = 27,79 **S = 0,19** En zona confinada
 estribos colocados $\phi 3/8"$ 01@0,05; 6@,10; 5@,15; RTO@,25 cada cara.

8.6.- CÁLCULO POR FISURACION Unidad: kg-cm

Cálculo por fisuración para vigas o losas según norma

fs = 2631,45 NTE060-9.9.3
 A' = 72,00 dc = **6,00**
 # barras = **5,00** exposición= **interior** Interior o Exterior

Z = 19892,51 < Z max = 31000,00 NTE060-9.9.3
Z/Zmax = 0,64 BIEN

8.5.- CÁLCULO POR DEFLEXION Unidad: kg-cm-meses

Cálculo por deflexión considerando un aumento o disminución de la flecha calculada escalando de acuerdo al momento de inercia real o agrietado de la inercia total.

fr = 28,98 lg = 686562,50 NTE060-9.6.2.3
 Mcr = 6,12 Momento de fisuración
 K = **480,00**

	lateral 1	Centro	Lateral 2	
	agrietado	agrietado	agrietado	Estado de sección
c =	12,40	12,40	12,40	
As =	14,25	14,25	14,25	Acero colocado en la sección
A's=	8,55	8,55	8,55	Acero colocado en la sección
Ie =	317218,52	317218,52	317218,52	

Ie prom = 317218,52 Ig/Ie prom = 2,16 Inercia corregida
 D analisis= 0,37
 tiempo = **60,00** ξ = 2,00 3, 6, 12 o ≥ 60
 D final = 2,09 > Dmax = 1,54 meses

Dfinal/Dmax = 1,35 MAL

COLOCAR CONTRAFLECHA Y=1/2"= 1,27

tiempo = **60,00** ξ = 2,00 3, 6, 12 o ≥ 60
 D final = 0,82 < Dmax = 1,54 meses

Dfinal/Dmax = 0,53 BIEN

B.- V-103 (,30x,65) EJE M ENTRE 1-6' (EN EL PRIMER PISO)

8.1.- DATOS GENERALES.

Unidad: ton-m

$f_c =$	2100,00	$G_{ca} =$	2,40	Concreto
$f_y =$	42000,00	$n =$	9,20	Acero
$\phi_f =$	0,90	$\phi_c =$	0,85	coeficientes
$E_c =$	2173706,51			Módulo de elasticidad del concreto.
$E_s =$	20000000,00			Módulo de elasticidad del acero.

$H_w =$	0,65	$B_w =$	0,30	Dimensiones
$H_f =$	0,00	$B_f =$	0,00	Rectangular: $H_f=B_f=0$
$L =$	7,42	$d =$	0,60	

8.2.- RESULTADOS DE ANALISIS.

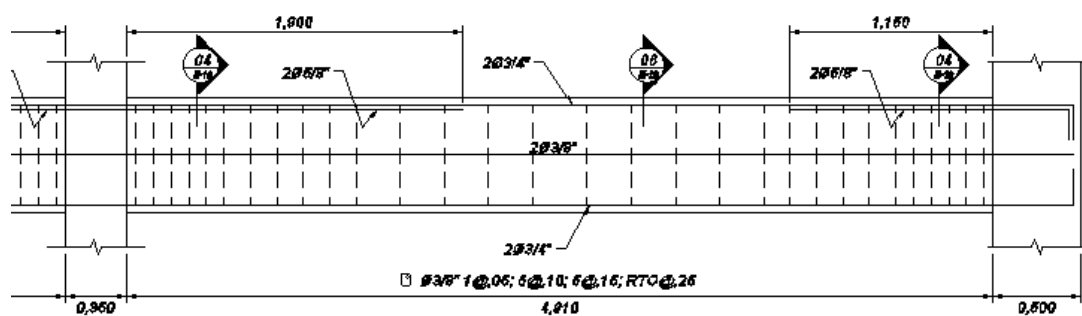
Unidad: ton-m

	lateral 1	Centro	Lateral 2
$V_u =$	26,59	2,03	26,40
$M_u =$	28,59	20,98	27,86
$M_s =$	19,20	14,09	18,73

Deflexión del análisis (cm) **0,36**

Carga distribuída de diseño(t/m). **7,10**

Carga distribuida de servicio (t/m). **4,77**



8.3.- CALCULO POR FLEXION.

Unidad: ton-m-cm²

Cálculo en extremo, centro y extremo, considerando viga Tee y rectangular

Ab =	2,85			Area de varilla usada	
	Negativo	Positivo	Negativo		
As =	13,86	9,89	13,47	Area de acero obtenido	
a =	0,08				
	Como rectangular				
M1 =	0,00		As1 =	0,00	Para viga Tee
M2 =	20,98		As2 =	9,89	
As =	13,86	9,89	13,47		Acero total
# barras =	4,86	3,47	4,73		
As min =	4,35		As max =	27,97	Requerimientos
# barras =	1,53		# barras =	9,81	
$A_{vmin} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$					
Considerando una posible redistribucion de momentos					
B1 =	0,85		pb =	0,02	
ρ =	0,01	0,01	0,01		
	Redistribuir	Redistribuir	Redistribuir		
% reducc =	0,13	0,15	0,13		
As final =	12,12	8,44	11,75		Acero requerido por redistribución
# barras =	4,25	2,96	4,12		
acero colocado	3φ3/4"+2φ3/4"	3φ3/4"+2φ3/4"	3φ3/4"+2φ3/4"		acero real colocado en viga.

$$A_{vmin} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$$

8.4.- CALCULO POR CORTE

Unidad: cm-ton-m

Ab =	0,71	# ramas = 2,00	Area de estribo y numero de ramas
Av =	1,42		Area total de acero que toma el corte

Cálculo por resistencia, considerando el corte obtenido del analisis

Vuc =	11,75	Vs =	13,42
S max =	0,30	Vs max =	47,00
x =	0,20	S =	0,23

Cálculo por fluencia considerando el corte asociado a la capacidad por flexión

Mpa =	35,36	Mpb =	34,37	Momentos plásticos
Vuc =	11,75	Vs =	15,34	
S max =	0,15			

Vu = 27,09 **S = 0,20** En zona confinada
 estribos colocados $\phi 3/8"$ 01@0,05; 6@,10; 5@,15; RTO@,25 cada cara.

8.6.- CÁLCULO POR FISURACION Unidad: kg-cm

Cálculo por fisuración para vigas o losas según norma

fs = 2638,48 NTE060-9.9.3
 A' = 72,00 dc = **6,00**
 # barras = **5,00** exposición= **interior** Interior o Exterior

Z = 19945,62 < Z max = 31000,00 NTE060-9.9.3
Z/Zmax = 0,64 BIEN

8.5.- CÁLCULO POR DEFLEXION Unidad: kg-cm-meses

Cálculo por deflexión considerando un aumento o disminución de la flecha calculada escalando de acuerdo al momento de inercia real o agrietado de la inercia total.

fr = 28,98 lg = 686562,50 NTE060-9.6.2.3
 Mcr = 6,12 Momento de fisuración
 K = **480,00**

	lateral 1	Centro	Lateral 2	
	agrietado	agrietado	agrietado	Estado de sección
c =	12,40	12,40	12,40	
As =	14,25	14,25	14,25	Acero colocado en la sección
A's=	8,55	8,55	8,55	Acero colocado en la sección
Ie =	317218,52	317218,52	317218,52	

Ie prom = 317218,52 Ig/Ie prom = 2,16 Inercia corregida
 D analisis= 0,36
 tiempo = **60,00** ξ = 2,00 3, 6, 12 o ≥ 60
 D final = 2,03 > Dmax = 1,55 meses
Dfinal/Dmax = 1,31 MAL
COLOCAR CONTRAFLECHA Y=1/2"= 1,27

tiempo = **60,00** ξ = 2,00 3, 6, 12 o ≥ 60
 D final = 0,76 < Dmax = 1,55 meses
Dfinal/Dmax = 0,49 BIEN

9.- CALCULO DE COLUMNAS

A.- COLUMNA C-02 EJE L-1 EN EL PRIMER PISO

9.1.- DATOS DE MATERIALES

Unidades: ton-m

$f_c =$	2100,00	$\emptyset f =$	0,90	
$f_y =$	42000,00	$\emptyset c =$	0,70	espiral o estribo
$G_c =$	2,40	$\emptyset v =$	0,85	

9.2.- DATOS GEOMETRICOS

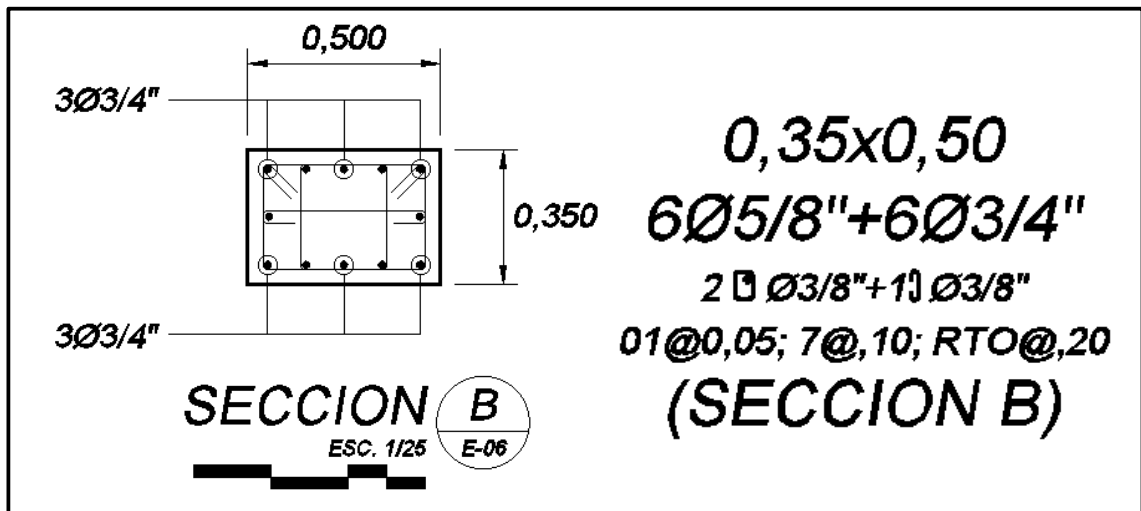
Unidades: cm

Cálculo del centro plástico par tomar momentos al usar el método de compatibilidad.

CONCRETO	B	H	Ac	x.Ac	
1	35,00	50,00	312375,00	7,81E+06	área equivalente
2	0,00	0,00	0,00	0,00E+00	
3	0,00	0,00	0,00	0,00E+00	
4	0,00	0,00	0,00	0,00E+00	
5	0,00	0,00	0,00	0,00E+00	
Totales =		50,00	312375,00	7,81E+06	

ACERO	As	S	As	x.As	
1	7,68	5,00	32256,00	1,61E+05	
2	3,96	10,00	16632,00	2,49E+05	
3	5,70	10,00	23940,00	5,99E+05	
4	3,96	10,00	16632,00	5,82E+05	
5	7,68	10,00	32256,00	1,45E+06	
6	0,00	0,00	0,00	0,00E+00	
7	0,00	0,00	0,00	0,00E+00	
8	0,00	0,00	0,00	0,00E+00	
9	0,00	0,00	0,00	0,00E+00	
10	0,00	0,00	0,00	0,00E+00	
Totales =	28,98	45,00	121716,00	3,04E+06	

CP =	25,00	Centro plástico
------	-------	-----------------



9.3.- RESULTADOS DEL ANALISIS

Unidades: ton-m

	N	V	M
CU:	88,11	2,05	3,47

Cargas últimas

9.4.- CALCULO POR COMPATIBILIDAD

Unidades:kg-cm, ton-m

Cálculo de par ($\emptyset m_n$; $\emptyset P_n$) para diferentes valores de "C" por compatibilidad de deformaciones.

P _{ua} =	88,11	M _{ua} =	3,47	Cargas actuantes
e _{ua} =	0,04			
P _{u max} =	258,28	P _{u tracc} =	109,54	
P _{u min} =	25,73	$\emptyset c$ =	0,70	
C =	47,00	B ₁ =	0,85	Profundidad eje neutro
e _{n-eu} =	0,000			diferencia de excentricidades = 0

sumaH	sumaAc	xc	C.x	C
50,00	265518,75	1,50	3,74E+05	249587,63
0,00	0,00	0,00	0,00E+00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00E+00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00E+00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00E+00	0,00
			3,74E+05	249587,63

sumaS=d	fs	fs.x	Fs
5,00	-4200	6,45E+05	-32256,00
15,00	-4085	1,62E+05	-16177,02
25,00	-2809	0,00E+00	-16008,51
35,00	-1532	6,07E+04	-6066,38
45,00	-255	3,92E+04	-1960,85
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00

9,07E+05 -72468,77

Totales

(ØMn;ØPn) = 10,890 273,748

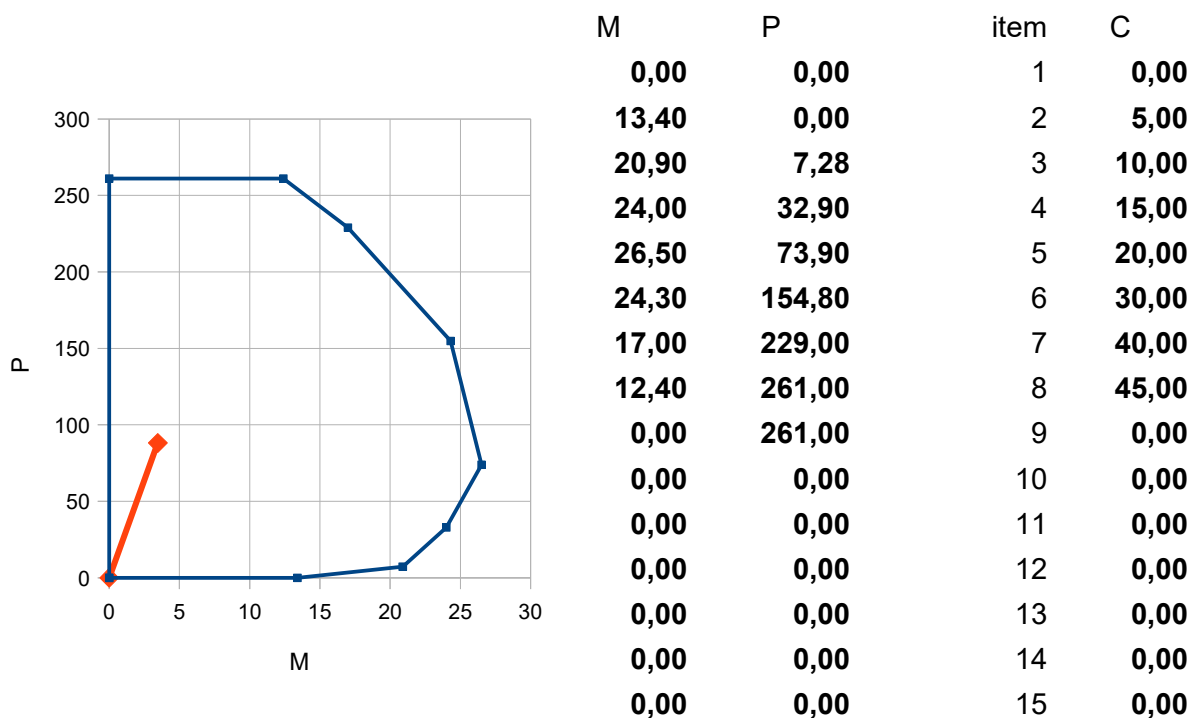
Fuerzas reducidas

9.5.- CAPACIDAD MAXIMA

Unidades: ton-m

Tabla de valores (M;P) obtenidos para cada C en calculo por compatibilidad para dibujar el diagrama de interaccion

Los puntos al inicio y final de la curva se forzaron para obtener un diagrama tipico de interacción.



Comparación de excentricidades y verificación de que las cargas esten dentro de la curva.

ØPn=	273,75	>	Pu =	88,11	BIEN
ØMn=	10,89	>	Mu =	3,47	BIEN
e =	0,040		e =	0,039	

9.6.- CALCULO POR CORTE

Unidades: cm-m-ton

Cálculo por corte considerando la capacidad a flexión de la columna

Av =	1,42	Ø flex =	1,59	acero a corte y flexión
H =	3,50	As =	1458,33	area efectiva
Vu =	6,22			
Vuc =	9,52			fuerza cortante resistente de la sección
Vus =	0,00			fuerza cortante que actua en el acero
S max =	10,00	Scalc =	0,00	zona confinada
S max =	25,40			zona central
$Scalc = \frac{\phi Av fy d}{Vu - Vuc}$				

Calculo del nudo viga-columna

Av =	1,42		
S =	24,34	S max =	15,00

B.- COLUMNA C-03 EJE L-5

9.1.- DATOS DE MATERIALES

Unidades: ton-m

$f_c =$	2100,00	$\emptyset f =$	0,90	
$f_y =$	42000,00	$\emptyset c =$	0,70	espiral o estribo
$G_c =$	2,40	$\emptyset v =$	0,85	

9.2.- DATOS GEOMETRICOS

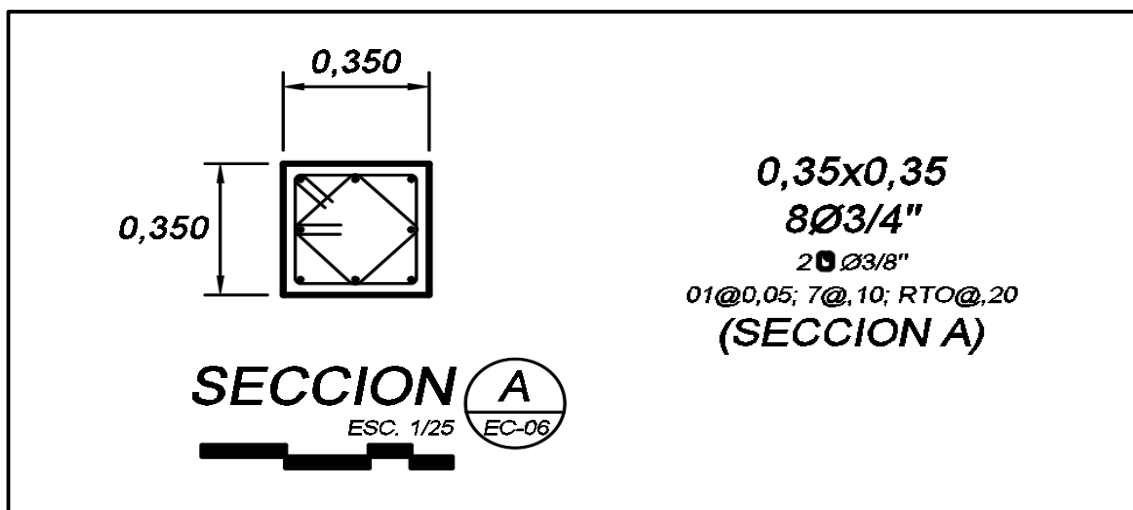
Unidades: cm

Cálculo del centro plástico par tomar momentos al usar el método de compatibilidad.

CONCRETO	B	H	Ac	x.Ac	
1	35,00	35,00	218662,50	3,83E+06	área equivalente
2	0,00	0,00	0,00	0,00E+00	
3	0,00	0,00	0,00	0,00E+00	
4	0,00	0,00	0,00	0,00E+00	
5	0,00	0,00	0,00	0,00E+00	
Totales =		35,00	218662,50	3,83E+06	

ACERO	As	S	As	x.As
1	8,55	5,00	35910,00	1,80E+05
2	5,70	12,50	23940,00	4,19E+05
3	8,55	12,50	35910,00	1,08E+06
4	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
5	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
6	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
7	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
8	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
9	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
10	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
Totales =	22,80	30,00	95760,00	1,68E+06

CP = 17,50 Centro plástico



9.3.- RESULTADOS DEL ANALISIS

Unidades: ton-m

	N	V	M
CU:	69,73	5,88	9,02

Cargas últimas

9.4.- CALCULO POR COMPATIBILIDAD

Unidades:kg-cm, ton-m

Cálculo de par ($\emptyset mn$; $\emptyset Pn$) para diferentes valores de "C" por compatibilidad de deformaciones.

Pua =	69,73	Mua =	9,02	Cargas actuantes
eua =	0,13			
Pu max =	187,08	Pu tracc =	86,18	
Pu min =	18,01	$\emptyset c$ =	0,70	
C =	20,00	B1 =	0,85	Profundidad eje neutro
en-eu =	0,000			diferencia de excentricidades = 0

sumaH	sumaAc	xc	C.x	C
35,00	185863,13	7,50	7,97E+05	106207,50
0,00	0,00	0,00	0,00E+00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00E+00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00E+00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00E+00	0,00
			7,97E+05	106207,50

sumaS=d	fs	fs.x	Fs
5,00	-4200	4,49E+05	-35910,00
17,50	-750	0,00E+00	-4275,00
30,00	3000	3,21E+05	25650,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00

7,70E+05 -14535,00

(ØMn;ØPn) = 13,311 102,631

Totales

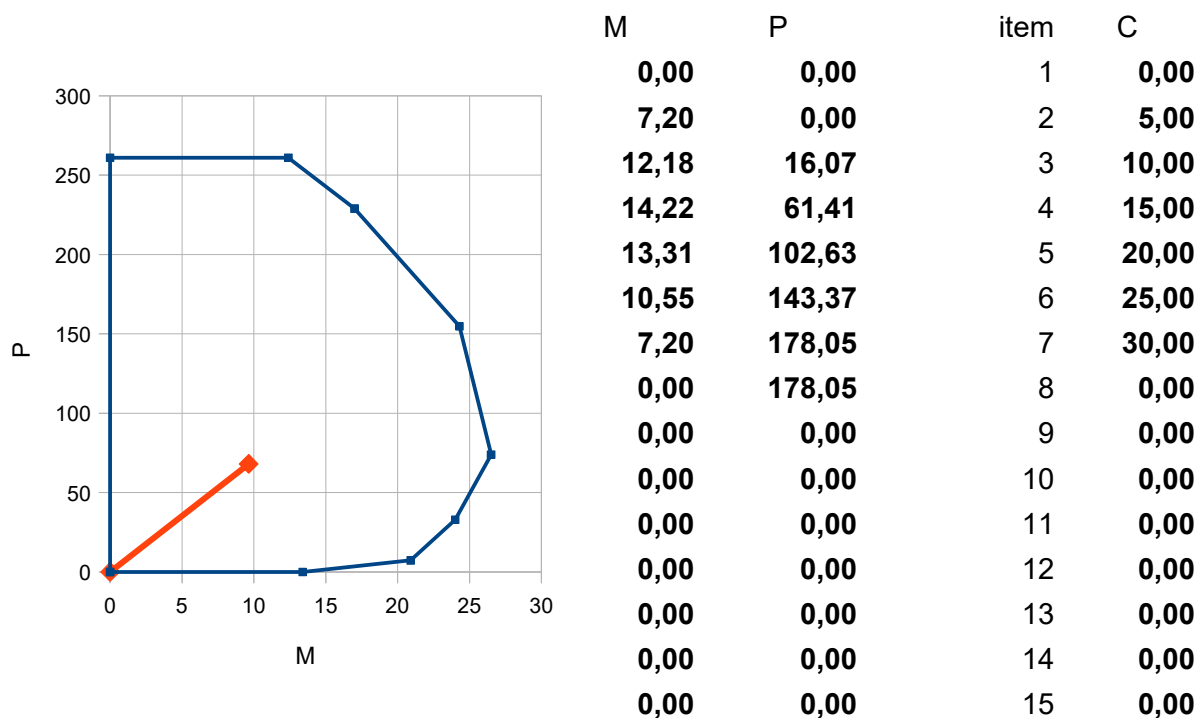
Fuerzas reducidas

9.5.- CAPACIDAD MAXIMA

Unidades: ton-m

Tabla de valores (M;P) obtenidos para cada C en calculo por compatibilidad para dibujar el diagrama de interaccion

Los puntos al inicio y final de la curva se forzaron para obtener un diagrama tipico de interacción.



Comparación de excentricidades y verificación de que las cargas esten dentro de la curva.

ØPn=	102,63	>	Pu =	69,73	BIEN
ØMn=	13,31	>	Mu =	9,02	BIEN
e =	0,130		e =	0,129	

9.6.- CALCULO POR CORTE

Unidades: cm-m-ton

Cálculo por corte considerando la capacidad a flexión de la columna

Av =	1,42	Ø flex =	1,91	acero a corte y flexión
H =	3,50	As =	1020,83	area efectiva
Vu =	7,61			
Vuc =	6,66			fuerza cortante resistente de la sección
Vus =	0,94			fuerza cortante que actua en el acero
S max =	10,00	Scalc =	188,32	zona confinada
S max =	30,00			zona central
				$Scalc = \frac{\phi Av fy d}{Vu - Vuc}$

Calculo del nudo viga-columna

Av =	1,42		
S =	24,34	S max =	15,00

10.- CALCULO DE PLACAS

A.- PLACA-02 (ASCENSOR) EN PRIMER PISO

10.1.- DATOS DE MATERIALES

Unidades: t-m

$f_c =$	2100,00	$\phi_f =$	0,90	
$f_y =$	42000,00	$\phi_c =$	0,70	estribo
$G_c =$	2,40	$\phi_v =$	0,85	

10.2.- DATOS GEOMETRICOS

Unidades: cm

calculo del centro plastico par tomar momentos al usar el metodo de compatibilidad

CONCRETO	B	H	Ac	x.Ac
1	25,00	450,00	2,01E+06	4,52E+08
2	25,00	75,00	334687,50	1,63E+08
3	150,00	50,00	1,34E+06	7,36E+08
4	213,00	25,00	950512,50	5,58E+08
5	25,00	221,70	989336,25	7,03E+08
Totales =		450,00	5,62E+06	2,61E+09

ACERO	As	S	As	x.As
1	37,80	5,00	158760,00	7,94E+05
2	37,80	14,00	158760,00	3,02E+06
3	30,08	19,50	126336,00	4,86E+06
4	29,90	50,00	125580,00	1,11E+07
5	8,52	91,00	35784,00	6,42E+06
6	27,77	57,40	116634,00	2,76E+07
7	27,77	17,00	116634,00	2,96E+07
8	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
9	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
10	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
Totales =	199,64	253,90	838488,00	8,35E+07

CP = 417,41 Centro plástico

sumaS=d	fs	fs.x	Fs
5,00	-4200	6,55E+07	-158760,00
19,00	-4200	6,33E+07	-158760,00
38,50	-4200	4,79E+07	-126336,00
88,50	-2602	2,56E+07	-77787,84
179,50	893	1,81E+06	7606,66
236,90	3097	1,55E+07	86002,58
253,90	3750	1,70E+07	104130,84
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00

2,20E+08 -428034,60

Totales

(ØMn;ØPn) =

3575,148 867,604

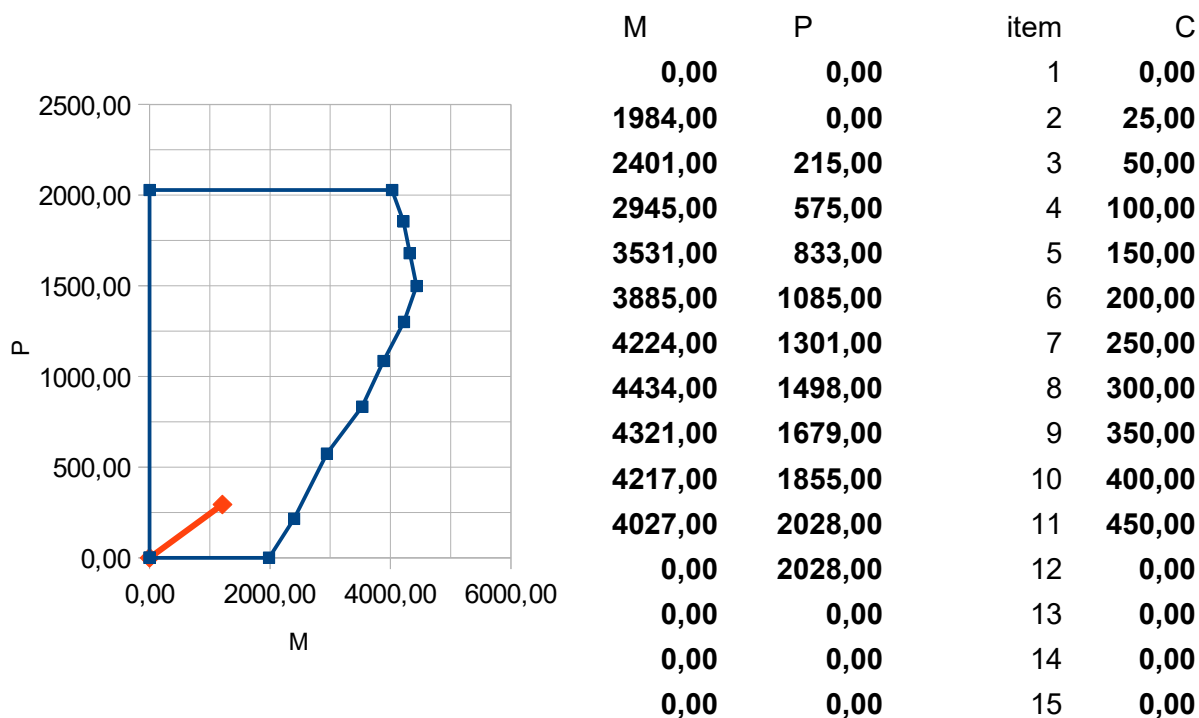
Fuerzas reducidas

10.5.- CAPACIDAD MAXIMA

Unidades: t-m

Tabla de valores (M;P) obtenidos para cada C en calculo por compatibilidad para dibujar el diagrama de interacción

Los puntos al inicio y final de la curva se forzaron para obtener un diagrama típico de interacción



Comparación de excentricidades y verificación de que las cargas esten dentro de la curva.

$\emptyset P_n =$	867,60	>	$P_u =$	293,58
$\emptyset M_n =$	3575,15	>	$M_u =$	1209,77
$e =$	4,121		$e =$	4,121

BIEN

BIEN

10.6.- CALCULO POR CORTE

Unidades: cm-t

propiedades geométricas necesarias

$t =$	25,00	$R =$	4,86	factor de reducción
$h =$	4,00	$\# \text{ niv} =$	3	entrepisos

Calculo por corte considerando la capacidad a flexión incrementando V_u

$A_v =$	1,42	$A_s =$	11250,00	área efectiva
$V_{ua} =$	177,63	$V_u =$	524,93	$V_u = V_{ua} \frac{M_n}{M_a}$
... AMPLIFICAR SOLO HASTA				8 cm
$\emptyset V_c =$	73,44	$\emptyset V_s =$	451,48	$S = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - V_{uc}}$
$S_{\text{calc}} =$	2,85	$S_{\text{max}} =$	0,23	
$S =$	0,23			

cortante por fricción

$\mu =$	1,00	$A_v =$	199,64	área de refuerzo a flexión.
$\emptyset V_n =$	712,96	>	V_u	BIEN

10.7.- VERIFICANDO AGRIETAMIENTO

$f_t =$	0,79	<	$f_{cr} =$	28,98
---------	------	---	------------	-------

PASA POR AGRIETAMIENTO

B.- PLACA-09 (0,25x2,80) EN PRIMER PISO

10.1.- DATOS DE MATERIALES

Unidades: t-m

$f_c =$	2100,00	$\emptyset f =$	0,90	
$f_y =$	42000,00	$\emptyset c =$	0,70	estribo
$G_c =$	2,40	$\emptyset v =$	0,85	

10.2.- DATOS GEOMETRICOS

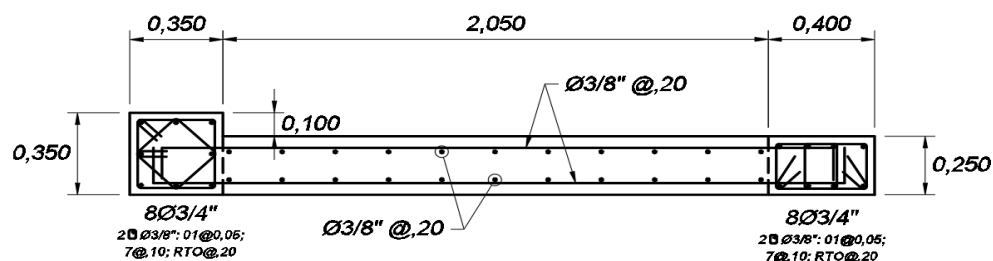
Unidades: cm

calculo del centro plastico par tomar momentos al usar el metodo de compatibilidad

CONCRETO	B	H	Ac	x.Ac
1	25,00	280,00	1,25E+06	1,75E+08
2	10,00	35,00	62475,00	1,86E+07
3	0,00	0,00	0,00E+00	0,00E+00
4	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
5	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
Totales =		280,00	1,31E+06	1,94E+08

ACERO	As	S	As	x.As
1	24,22	20,00	101724,00	2,03E+06
2	4,26	60,00	17892,00	1,43E+06
3	4,26	60,00	17892,00	2,50E+06
4	4,26	60,00	17892,00	3,58E+06
5	24,22	62,50	101724,00	2,67E+07
6	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
7	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
8	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
9	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
10	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
Totales =	61,22	262,50	257124,00	3,63E+07

CP = 146,43 Centro plástico



PLACA 09 DEL PRIMER PISO HASTA EL TERCER PISO

10.3.- RESULTADOS DEL ANALISIS

Unidades: t-m

De las hojas de resultados

	P	V	M	
U	163,87	63,99	318,94	Cargas últimas

10.4.- CALCULO POR COMPATIBILIDAD

Unidades:kg-cm, t-m

Cálculo de par ($\phi m_n; \phi P_n$) para diferentes valores de "C" por compatibilidad de deformaciones.

Pua =	163,87	Mua =	318,94	Cargas actuantes
eua =	1,95			
Pu max =	816,52	Pu tracc =	231,41	
Pu min =	108,05	$\phi_c =$	0,70	
C =	89,65	B1 =	0,85	Profundidad eje neutro
en-eu =	0,000			diferencia de excentricidades = 0

sumaH	sumaAc	xc	C.x	C
280,00	1,06E+06	101,61	3,46E+07	340053,66
315,00	1,12E+06	0,00	0,00E+00	0,00
0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00E+00	0,00
			3,46E+07	340053,66

sumaS=d	fs	fs.x	Fs
20,00	-4200	1,29E+07	-101724,00
80,00	-646	1,83E+05	-2751,30
140,00	3370	9,23E+04	14355,23
200,00	4200	9,58E+05	17892,00
262,50	4200	1,18E+07	101724,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
		2,59E+07	29495,93
(ØMn;ØPn) =		513,857	263,974

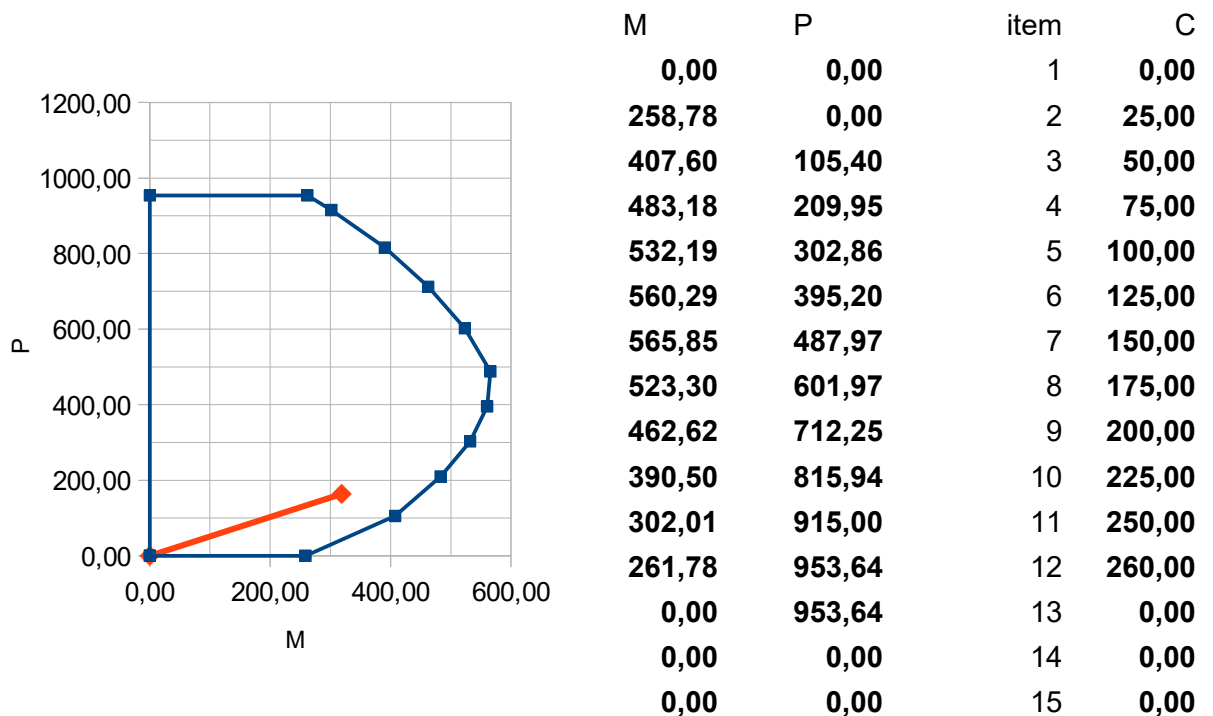
Totales
Fuerzas reducidas

10.5.- CAPACIDAD MAXIMA

Unidades: t-m

Tabla de valores (M;P) obtenidos para cada C en calculo por compatibilidad para dibujar el diagrama de interacción

Los puntos al inicio y final de la curva se forzaron para obtener un diagrama típico de interacción



Comparación de excentricidades y verificación de que las cargas esten dentro de la curva.

$\emptyset P_n =$	263,97	>	$P_u =$	163,87
$\emptyset M_n =$	513,86	>	$M_u =$	318,94
$e =$	1,947		$e =$	1,946

BIEN

BIEN

10.6.- CALCULO POR CORTE

Unidades: cm-t

propiedades geométricas necesarias

$t =$	25,00	$R =$	4,86	factor de reducción
$h =$	4,00	$\# \text{ niv} =$	3	entrepisos

Calculo por corte considerando la capacidad a flexión incrementando V_u

$A_v =$	1,42	$A_s =$	7000,00	área efectiva
$V_{ua} =$	63,99	$V_u =$	103,1	$V_u = V_{ua} \frac{M_n}{M_a}$
... AMPLIFICAR SOLO HASTA 8 cm				
$\emptyset V_c =$	45,70	$\emptyset V_s =$	57,40	$S = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - V_{uc}}$
$S_{\text{calc}} =$	23,18	$S_{\text{max}} =$	0,23	
$S =$	0,23			

cortante por fricción

$\mu =$	1,00	$A_v =$	61,22	área de refuerzo a flexión.
$\emptyset V_n =$	218,69	>	V_u	BIEN

10.7.- VERIFICANDO AGRIETAMIENTO

$f_t =$	6,80	<	$f_{cr} =$	28,98
---------	------	---	------------	-------

PASA POR AGRIETAMIENTO

C.- PLACA-10 (0,25x1,73) EN PRIMER PISO

10.1.- DATOS DE MATERIALES

Unidades: t-m

$f_c =$	2100,00	$\emptyset f =$	0,90	
$f_y =$	42000,00	$\emptyset c =$	0,70	estribo
$G_c =$	2,40	$\emptyset v =$	0,85	

10.2.- DATOS GEOMETRICOS

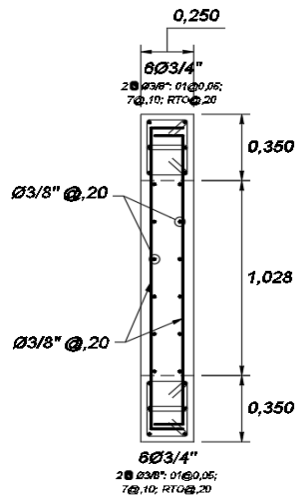
Unidades: cm

calculo del centro plastico par tomar momentos al usar el metodo de compatibilidad

CONCRETO	B	H	Ac	x.Ac
1	25,00	173,00	7,72E+05	6,68E+07
2	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
3	0,00	0,00	0,00E+00	0,00E+00
4	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
5	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
Totales =		173,00	7,72E+05	6,68E+07

ACERO	As	S	As	x.As
1	18,52	17,50	77784,00	1,36E+06
2	2,84	47,50	11928,00	7,75E+05
3	2,84	42,50	11928,00	1,28E+06
4	18,52	47,50	77784,00	1,21E+07
5	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
6	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
7	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
8	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
9	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
10	0,00	0,00	0,00	0,00E+00
Totales =	42,72	155,00	179424,00	1,55E+07

CP = 86,45 Centro plástico



**PLACA 10 DEL PRIMER
Y SEGUNDO PISO**

ESQ. 1/25

10.3.- RESULTADOS DEL ANALISIS

Unidades: t-m

De las hojas de resultados

	P	V	M
U	89,85	23,64	85,88

Cargas últimas

10.4.- CALCULO POR COMPATIBILIDAD

Unidades:kg-cm, t-m

Cálculo de par ($\emptyset mn$; $\emptyset Pn$) para diferentes valores de "C" por compatibilidad de deformaciones.

Pua =	89,85	Mua =	85,88	Cargas actuantes
eua =	0,96			
Pu max =	497,20	Pu tracc =	161,48	
Pu min =	63,58	$\emptyset c$ =	0,70	
C =	69,85	B1 =	0,85	Profundidad eje neutro
en-eu =	0,000			diferencia de excentricidades = 0

sumaH	sumaAc	xc	C.x	C
173,00	6,56E+05	51,53	1,37E+07	264949,78
0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00E+00	0,00
			1,37E+07	264949,78

sumaS=d	fs	fs.x	Fs
17,50	-4200	5,36E+06	-77784,00
65,00	-417	2,54E+04	-1183,16
107,50	3234	1,93E+05	9184,77
155,00	4200	5,33E+06	77784,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00
0,00	0	0,00E+00	0,00

1,09E+07 8001,60

Totales

(ØMn;ØPn) =

208,813

218,406

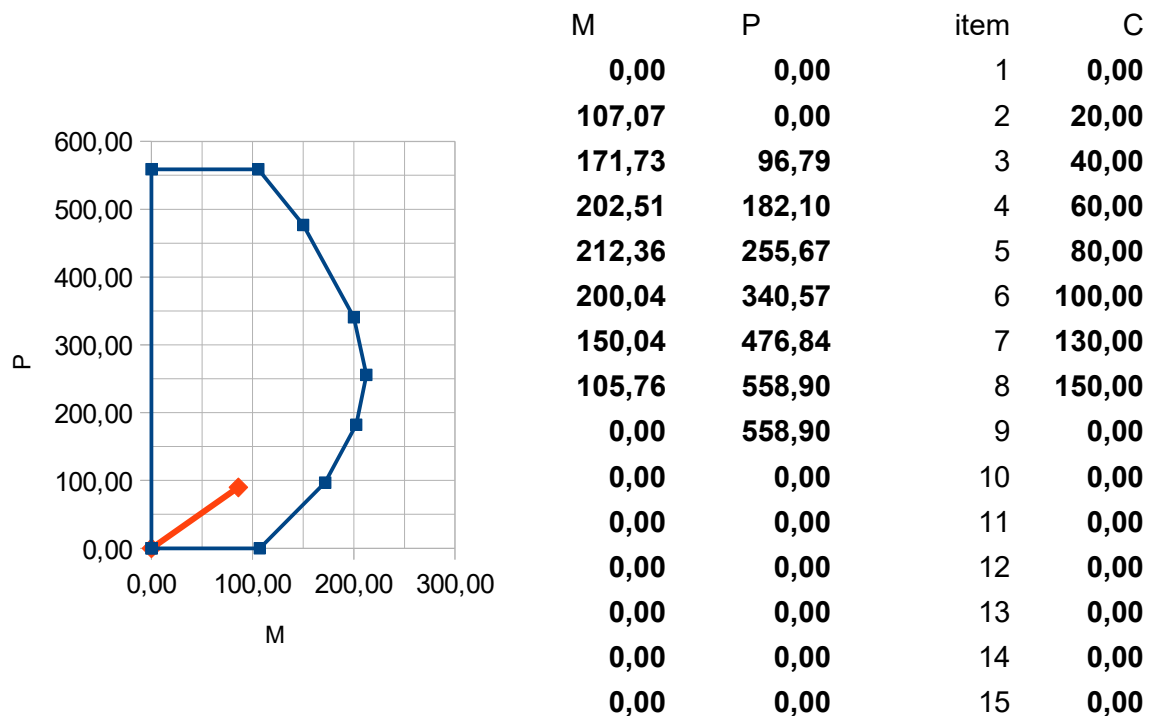
Fuerzas reducidas

10.5.- CAPACIDAD MAXIMA

Unidades: t-m

Tabla de valores (M;P) obtenidos para cada C en calculo por compatibilidad para dibujar el diagrama de interacción

Los puntos al inicio y final de la curva se forzaron para obtener un diagrama típico de interacción



Comparación de excentricidades y verificación de que las cargas esten dentro de la curva.

$\emptyset P_n =$	218,41	>	$P_u =$	89,85	BIEN
$\emptyset M_n =$	208,81	>	$M_u =$	85,88	BIEN
$e =$	0,956		$e =$	0,956	

10.6.- CALCULO POR CORTE

Unidades: cm-t

propiedades geométricas necesarias

$t =$	25,00	$R =$	4,86	factor de reducción
$h =$	4,00	$\# \text{ niv} =$	2	entrepisos

Calculo por corte considerando la capacidad a flexión incrementando V_u

$A_v =$	1,42	$A_s =$	4325,00	área efectiva
$V_{ua} =$	23,64	$V_u =$	57,47	$V_u = V_{ua} \frac{M_n}{M_a}$
... AMPLIFICAR SOLO HASTA 8 cm				
$\emptyset V_c =$	28,24	$\emptyset V_s =$	29,23	$S = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - V_{uc}}$
$S_{\text{calc}} =$	26,88	$S_{\text{max}} =$	0,23	
$S =$	0,23			

cortante por fricción

$\mu =$	1,00	$A_v =$	42,72	área de refuerzo a flexión.
$\emptyset V_n =$	152,59	>	V_u	BIEN

10.7.- VERIFICANDO AGRIETAMIENTO

$f_t =$	9,30	<	$f_{cr} =$	28,98
PASA POR AGRIETAMIENTO				

11.- CALCULO DE ZAPATA AISLADA

A.- ZAPATA Z-16 EJE H-4.

11.1.- DATOS DE TERRENO

Unidad: ton-m

Qt =	11,90	1.3Qt =	15,47	Nte060-16.1.5
Df =	1,20	Gt =	1,32	
Ø =	19,13	falla plast.=	Si	Según Meyerhoff

11.2.- DATOS DE MATERIALES

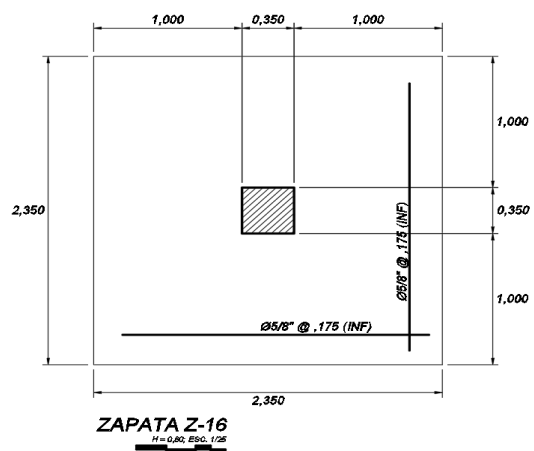
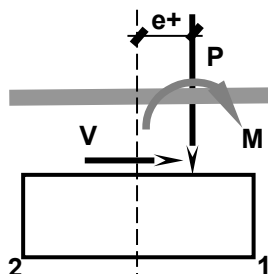
Unidad: ton-m

fc =	2100,00	Øf =	0,90	
fy =	42000,00	Øc =	0,85	
Gca =	2,40	Gcs =	2,20	concreto y del suelo
Ec =	2173706.51	Es =	2,00E+07	

11.3.- DATOS GEOMETRICOS

Unidad: ton-m

H =	0,60	Hr =	0,60	Zapata
d =	0,51			
B =	2,35	e =	0,00	
L =	2,35	Lv =	1,00	
D =	0,35	b =	0,35	Columna



11.4.- RESULTADOS DE ANALISIS

Unidad: ton-m

	V	N	M	
U	2,05	88,12	3,46	Cargas actuantes
S	1,99	64,08	3,38	

11.5.- DIMENSIONADO

Unidad: ton-m

Dimensionado en planta usando cargas de servicio según norma NTE020
considera la redistribución de existir tracciones

P =	64,08	V =	1,99	Redistribucion
M =	3,38	NO REDISTRIBUIR		
e =	0,05	<	L/6 = 0,39	
q1 =	13,17	qr =	12,15	$q_r = \frac{P}{2B(L/2 - e)}$
	BIEN BIEN			
q2 =	10,04	qt =	16,04	$q_t = \frac{2P}{3B(L/2 - e)}$
	BIEN NO MANDA			

11.6.- REACCION NETA

Unidad: ton-m

Dimensionado de acero y verificación por corte considerando cargas últimas
considera redistribución de existir tracciones

P =	88,12	V =	2,05
M =	3,46	NO REDISTRIBUIR	
e =	0,04	<	L/6 = 0,39

q1 =	17,55	qr =	16,51	Esfuerzos
q2 =	14,36	2m =	2,27	Redistribucion
w =	15,96	w =	16,51	
wu =	15,96			

11.7.- CALCULO POR FLEXION

Unidad: cm

Cálculo por flexión y determinación de si es necesario o no acero de refuerzo

Mu =	7,98			Nte060-20.3.1
Ft =	56,58	<	ft =	123,18
Ft/ft =	0,46		NO NECESITA REFUERZO	
Ab =	1,98			
As =	4,18	NO USAR	a =	0,98
As min =	10,80	USAR	s =	0,18
				Nte060-1.5.4

11.8.- CALCULO POR CORTE

Unidad: kg-cm

Verificación por corte en una dirección a una distancia de "d"

Vu =	7,82			NTE060-16.2.1
Vc =	8,32	<	vc =	76,80
Vc/vc =	0,11		BIEN	

11.9.- CALCULO POR PUNZONAMIENTO

Unidad: ton

Verificación por corte en dos direcciones a una distancia de "d/2" y considerando el efecto de transferencia del momento actuante.

b1 =	0,86	b2 =	0,86	NTE060-17.4.2
bo =	3,44	J =	0,24	Transmision de mtos
Yc =	0,40	Bc =	1,00	NTE060-16.2.1
Vup =	52,75	<	vup =	236,21
Vup/vup =	0,22		BIEN	NTE060-17.10.1
vup max =	159,41		USAR	

B.- ZAPATA Z-02 EJE L-1.

11.1.- DATOS DE TERRENO

Unidad: ton-m

Qt =	11,90	1.3Qt =	15,47	Nte060-16.1.5
Df =	1,20	Gt =	1,32	
Ø =	19,13	falla plast.=	Si	Según Meyerhoff

11.2.- DATOS DE MATERIALES

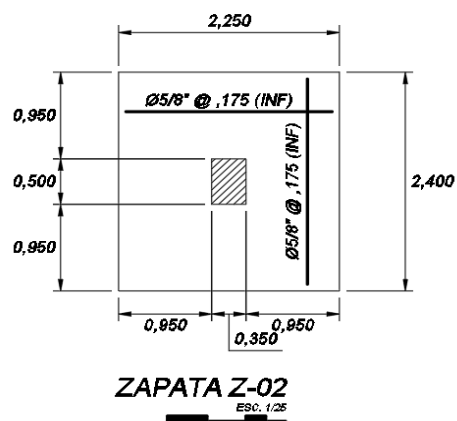
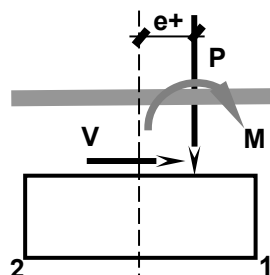
Unidad: ton-m

fc =	2100,00	Øf =	0,90	
fy =	42000,00	Øc =	0,85	
Gca =	2,40	Gcs =	2,20	concreto y del suelo
Ec =	2173706.51	Es =	2,00E+07	

11.3.- DATOS GEOMETRICOS

Unidad: ton-m

H =	0,60	Hr =	0,60	Zapata
d =	0,51			
B =	2,25	e =	0,00	
L =	2,40	Lv =	0,95	
D =	0,50	b =	0,35	Columna



11.4.- RESULTADOS DE ANALISIS

Unidad: ton-m

	V	N	M	
U	5,89	69,70	9,02	Cargas actuantes
S	5,05	53,99	7,97	

11.5.- DIMENSIONADO

Unidad: ton-m

Dimensionado en planta usando cargas de servicio según norma NTE020
considera la redistribución de existir tracciones

P =	53,99	V =	5,05	
M =	7,97		NO REDISTRIBUIR	Redistribucion
e =	0,15	<	L/6 = 0,40	
q1 =	10,69	qr =	11,40	$q_r = \frac{P}{2B(L/2 - e)}$
	BIEN		BIEN	
q2 =	6,31	qt =	15,05	$q_t = \frac{2P}{3B(L/2 - e)}$
	BIEN		NO MANDA	

11.6.- REACCION NETA

Unidad: ton-m

Dimensionado de acero y verificación por corte considerando cargas últimas
considera redistribución de existir tracciones

P =	69,70	V =	5,89
M =	9,02		NO REDISTRIBUIR
e =	0,13	<	L/6 = 0,40

q1 =	17,09	qr =	14,47	Esfuerzos
q2 =	8,73	2m =	2,14	Redistribucion
w =	12,91	w =	14,47	
wu =	12,91			

11.7.- CALCULO POR FLEXION

Unidad: cm

Cálculo por flexión y determinación de si es necesario o no acero de refuerzo

Mu =	5,82			Nte060-20.3.1
Ft =	43,14	<	ft =	123,18
Ft/ft =	0,35		NO NECESITA REFUERZO	
Ab =	1,98			
As =	3,04	NO USAR	a =	0,72
As min =	10,80	USAR	s =	0,18
				Nte060-1.5.4

11.8.- CALCULO POR CORTE

Unidad: kg-cm

Verificación por corte en una dirección a una distancia de "d"

Vu =	5,68			NTE060-16.2.1
Vc =	6,31	<	vc =	76,80
Vc/vc =	0,08		BIEN	

11.9.- CALCULO POR PUNZONAMIENTO

Unidad: ton

Verificación por corte en dos direcciones a una distancia de "d/2" y considerando el efecto de transferencia del momento actuante.

b1 =	1,01	b2 =	0,86	NTE060-17.4.2
bo =	3,74	J =	0,33	Transmision de mtos
Yc =	0,42	Bc =	1,43	NTE060-16.2.1
Vup =	42,27	<	vup =	188,39
Vup/vup =	0,22		BIEN	NTE060-17.10.1
vup max =	159,41		USAR	

12.- CALCULO DE LA CIMENTACION

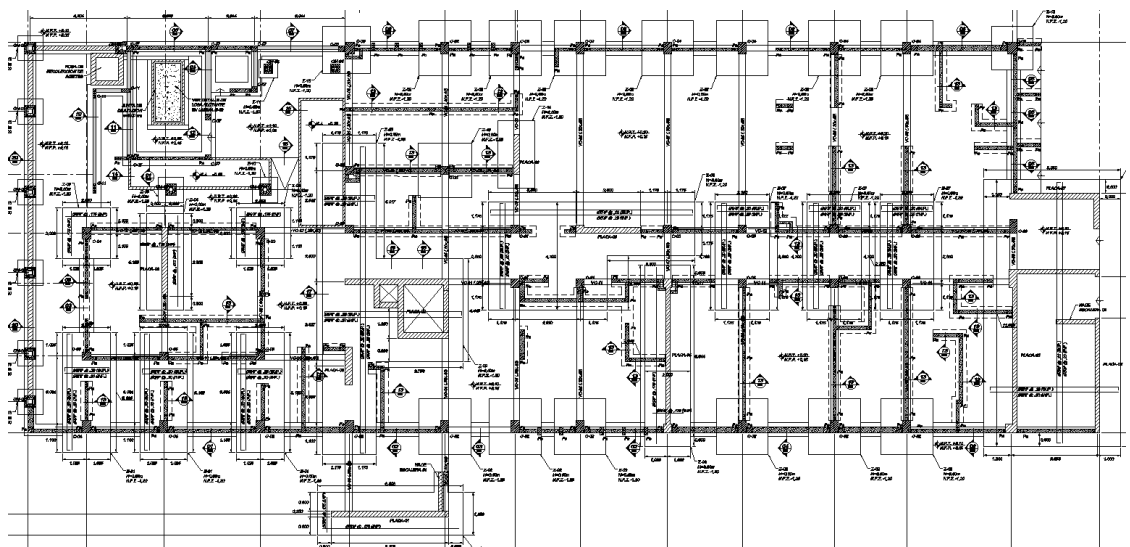
Para la cimentación de la estructura, se propone utilizar una losa de cimentación tal como lo propone el EMS.

Del estudio de mecánica de suelos, se tiene una capacidad portante estática del suelo de 1.19 kg/cm^2 , a una profundidad de $1,50 \text{ m}$ medido a partir del nivel de terreno.

El procedimiento de análisis consistió en modelar el suelo como resortes elásticos bajo la losa y analizar el conjunto estructura-cimentación-suelo con un método matricial resuelto en un programa de cómputo, para este caso también se empleó el programa de análisis estructural Etabs, CSI, que resuelve la distribución de las presiones considerando los resortes elásticos en función del módulo de balastro del terreno. Se consideró conservadoramente un módulo de balastro de $2,50 \text{ kg/cm}^3$.

La presión promedio en el suelo (como presión neta igual a la transmitida por la construcción) se comparó a la capacidad portante del suelo, para que este no exceda este promedio. El procedimiento de análisis comprende lo siguiente:

- a.) Se supone una distribución de presiones bajo la losa que sea congruente con el tipo de suelo de cimentación, por ser un arena de baja compresibilidad se asumió condición uniforme del terreno.
- b.) Con la presión neta supuesta se determina los hundimientos del suelo y se revisa que no excedan los admisibles.
- c.) Se realiza un análisis de retícula que queda en equilibrio global bajo cargas externas. Se despreció la rigidez a flexión de las columnas.



Planta de cimentación.

12.1.- DATOS DE TERRENO

Unidad: ton-m

Qt =	11,90	1.3Qt =	15.47	Nte060-16.1.5
Df =	11,20	Gt =	1,32	
Ø =	19,13	falla plast. =	Si	Según Meyerhoff

12.2.- DATOS DE MATERIALES

Unidad: ton-m

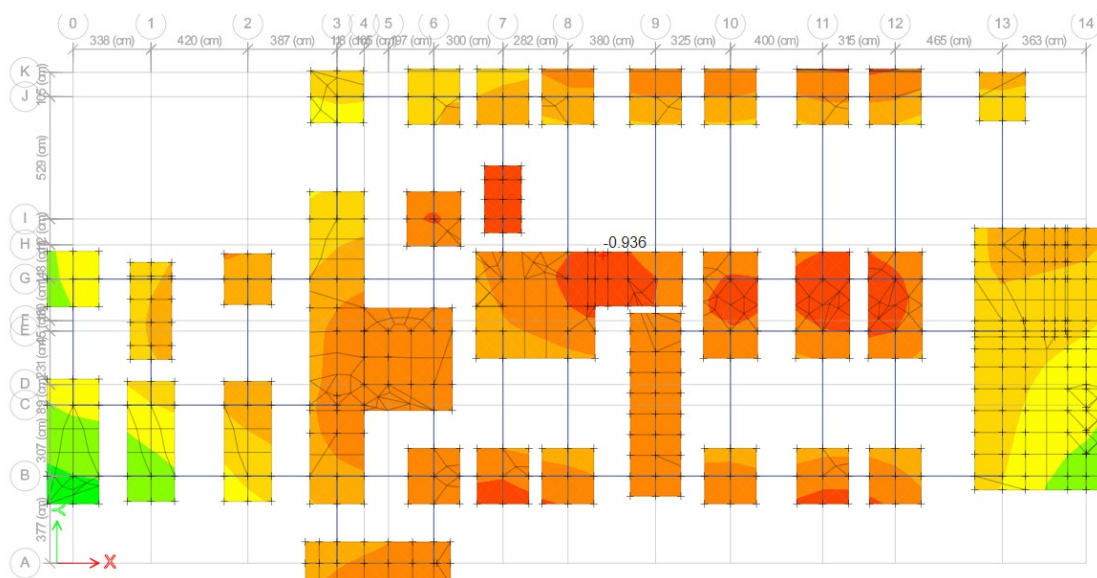
fc =	2100,00	Øf =	0,90
fy =	42000,00	Øc =	0,85
Gca =	2,40	Gcs =	2,20
Ec =	2173706.51	Es =	2,00E+07

12.3.- DATOS GEOMETRICOS

Unidad: ton-m

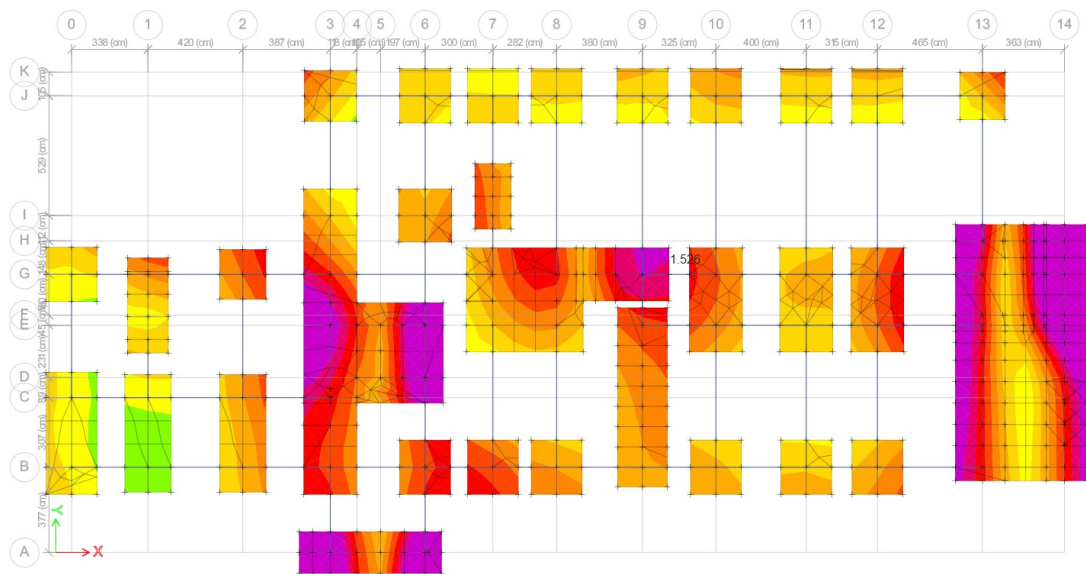
H =	0,60	Hr =	10.60	ZAPATAS
d =	0.50			
A =	-			

12.4.- ESFUERZOS EN EL TERRENO



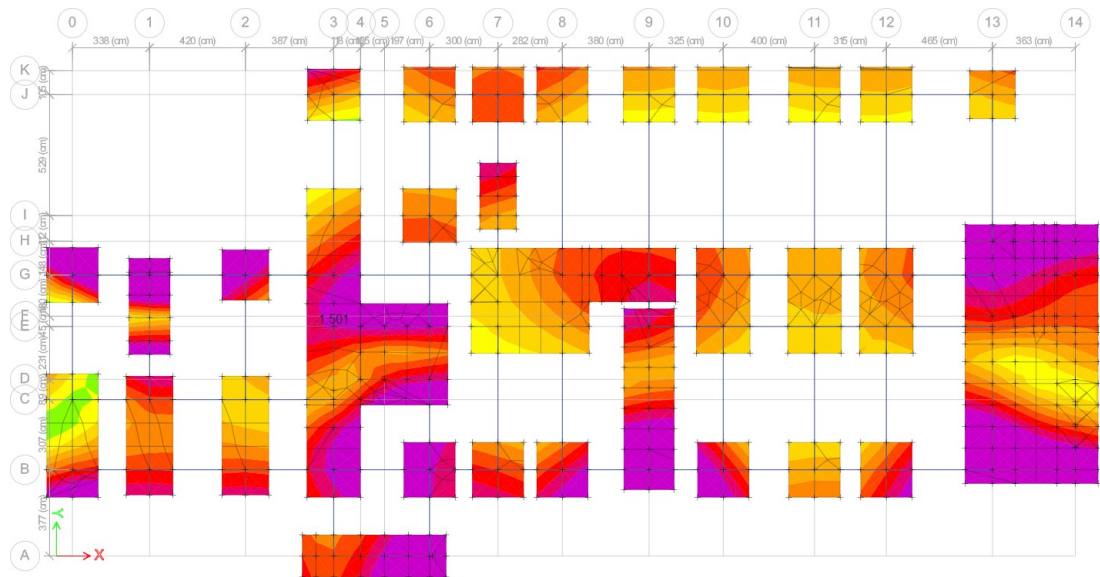
Esfuerzo max. Actuante estático = 0,936 kg/cm². (S1=CM+CV)

Esfuerzo max. Permisible estático = 1.19 kg/cm².



Esfuerzo max. Actuante dinámico = 1.526 kg/cm². (S2X=CM+CV+CSX)

Esfuerzo max. Permissible dinámico = 1.547 kg/cm².



Esfuerzo max. Actuante dinámico = 1.501 kg/cm². (S2Y=CM+CV+CSY)

Esfuerzo max. Permissible dinámico = 1.547 kg/cm².

Como se observa en las imágenes, los esfuerzos de contacto de la cimentación con el suelo en la zona del primer nivel son para las cargas estáticas de 0.936 kg/cm², y para las cargas dinámicas de 1.526 kg/cm². Los esfuerzos permisibles que se tienen a 1.50m de profundidad, según el EMS, es de 1.19 kg/cm² (estático) y 1.547 kg/cm² (dinámico).

13.- CALCULO DE COLUMNA METALICA

A.- COLUMNA CM-01 T 250X150x4.5mm

13.1.- DATOS DE MATERIALES

Unidad: kip-plg

Fy =	36.00	E =	29000.00	acero usado
Clase =	E60	Fw =	15.00	

13.2.- DATOS GEOMETRICOS

Unidad: plg

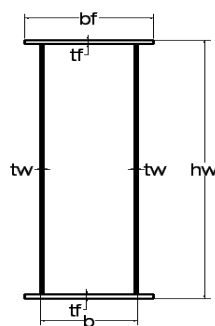
Características de sección:

Tipo =	HSS		I, T, C, O, HSS
hw =	9.84	b =	5.91
tw =	0.18	tf =	0.18
lg =	74.10	Ag =	5.45
			w = alma
			f = alas

Características de viga-columna:

L =	181.10		Altura arriostrada
k =	1.00	r =	3.69
kl/r =	49.14	F'e =	61.85

características de sección: NO COMPACTA



Verificando esbeltez de placas

hw/tf =	55.56	b/tf =	33.33	Esbeltez local
λ_p =	68.69	λ_p =	31.79	
λ_r =	161.78	λ_r =	39.74	
	COMPACTA		NO COMPACTA	

características de viga

Lb = **181.10** > Lc = 66.86 verificando longitud

considerando fibra en compresión como columna (1/6H)

I = 3.04 A = 1.34

rt = 1.51 radio de giro alrededor de eje de alma

13.3.- RESULTADOS DE ANALISIS

Unidad: kip-pie

	N	M	V
Admisible:	2.20	8.09	0.96

13.4.- CALCULO POR COMPRESION

Unidad: kip-plg

Cc =	126.10		FS =	1.81
Fa =	18.43	>	fa =	0.40
fa/Fa =	0.02		BIEN	

13.5.- CALCULO POR FLEXION

Unidad: kip-plg

No soportado una longitud 181.10

M1 =	6.07	<	M2 =	8.09	Con signo de DMF
Cb =	1.13		Af =	1.05	Ala en compresión
Cc =	126.10				

compresión por flexión			C =	4.92
Fb =	12.94	>	fb =	6.45
fb/Fb =	0.50		BIEN	

Considerando soportado en toda su longitud

manda resistencia

Fb =	21.60	>	fb =	6.45
fb/Fb =	0.30		BIEN	

tracción por flexión

			C =	4.92	Fibra en tracción
Ft =	21.60	>	ft =	6.45	
ft/Ft =	0.30		BIEN		

13.6.- CALCULO POR FLEXOCOMPRESION

Unidad: kip-plg

resultados de cálculos:

Fa =	18.43	fa =	0.40	compresión
Fb =	12.94	fb =	6.45	flexión

compresión por flexión

fa/Fa =	0.02	<	0.15	AISC-H1
---------	------	---	------	---------

expresiones de interacción

H1-3:	0.52	MANDA	$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$
H1-2:	0.52	NO MANDA	$\frac{f_a}{0.60 F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$
H1-1:	0.02	NO MANDA	$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{F_b (1 - \frac{f_a}{F'_e})} \leq 1$

fa/Fa+fb/Fb =	0.52	<	1.00	BIEN
---------------	------	---	------	------

14.- CALCULO DE VIGA METALICA

A.- VIGA T 150X200X4,5mm

14.1.- DATOS DE MATERIALES

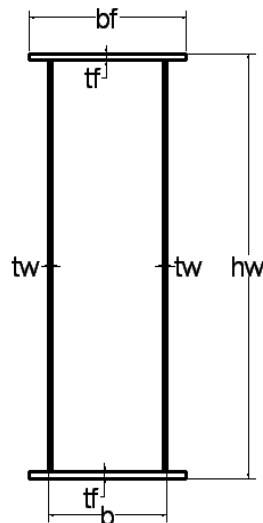
Unidad: kip-plg

Fy =	36.00	E =	29000.00	acero usado
Clase =	E60	Fw =	13.60	

14.2.- DATOS GEOMETRICOS

Unidad: plg

características de sección:	NO COMPACTA	mejor ¡NO esbelta! I, T, C, O, HSS
Tipo =	HSS	w = alma
hw =	7.87	f = alas
tw =	0.18	
lg =	27.95	
	A =	4.76



verificando esbeltez de placas

hw/t =	44.44	b/t =	33.33	Esbeltez local
λ_p =	68.69	λ_p =	31.79	
λ_r =	161.78	λ_r =	39.74	
	COMPACTA		NO COMPACTA	

características de viga

Lb =	55.77	<	Lc =	173.04	verificando longitud
------	-------	---	------	--------	----------------------

considerando fibra en compresión como columna (1/6H)

$I = 3.04$

$A = 1.28$

$r_t = 1.54$

radio de giro alrededor de eje de alma

14.3.- RESULTADOS DE ANALISIS

Unidad: kip-pie

	N	M	V
Admisible:	1.87	3.96	0.96

Ver máximos con sismo

14.4.- CALCULO POR FLEXION

Unidad: kip-plg

No soportado una longitud 55.77

$M1 = 2.97$

<

$M2 =$

3.96

Con signo de DMF

$C_b = 1.13$

$A_f =$

1.05

Ala en compresión

$C_c = 126.10$

compresión por flexión

$C =$

3.94

$F_b = 21.60$

>

$f_b =$

6.69

$f_b/F_b = 0.31$

BIEN

Considerando soportado en toda su longitud

manda resistencia

$F_b = 21.60$

>

$f_b =$

6.69

$f_b/F_b = 0.31$

BIEN

tracción por flexión

$C =$

3.94

Fibra en tracción

$F_t = 21.60$

>

$f_t =$

6.69

$f_t/F_t = 0.31$

BIEN

14.5.- CALCULO POR CORTE

Unidad: kip-plg

$t_w = 0.18$

$h_w =$

7.87

#placas = **2.00**

$A_v =$

2.79

alma toma corte

$F_v = 14.40$

>

$f_v =$

0.34

$f_v/F_v = 0.02$

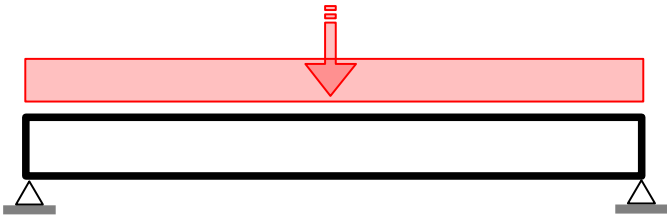
BIEN

14.6.- CALCULO POR DEFLEXION

Unidad: kip-plg

W =	4.70E-03	P =	0	Dist. y concentrada
K =	360.00	L =	167.32	distancia entre apoyos

D calc =	0.30	<	D max =	0.46
Dcal/Dmax=	0.65		BIEN	



Desfavorable como
Simp. Apoyada

VERIFICACION DE UNION

Unidad: kip-plg

de ser soldada

Cálculo por capacidad al corte horizontal

R =	2.55	# cordon =	2
tw =	0.09		

15.- APOYO DE COLUMNA METALICA EN PEDESTAL.

VERIFICACION DE COLUMNA LATERAL

15.1.- DATOS DE MATERIALES

Unidad: kip-plg

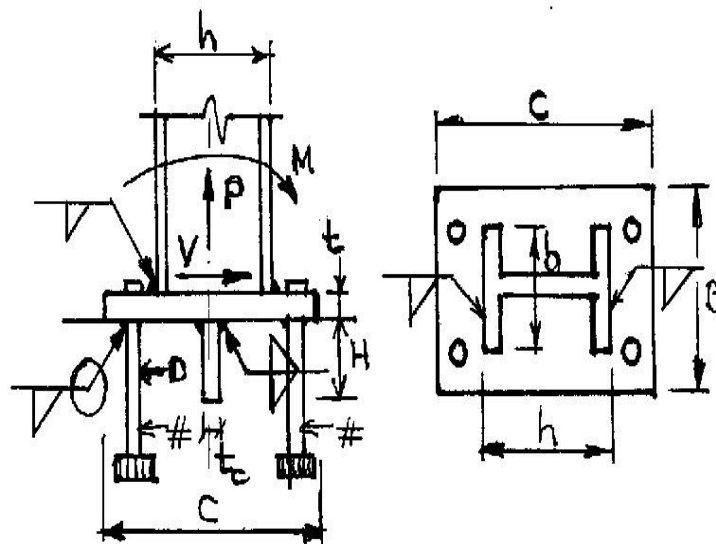
$F_y =$	2560.00	$E =$	2000000,00
Clase =	E60	$F_w =$	13.60
$f'_c =$	210.00		

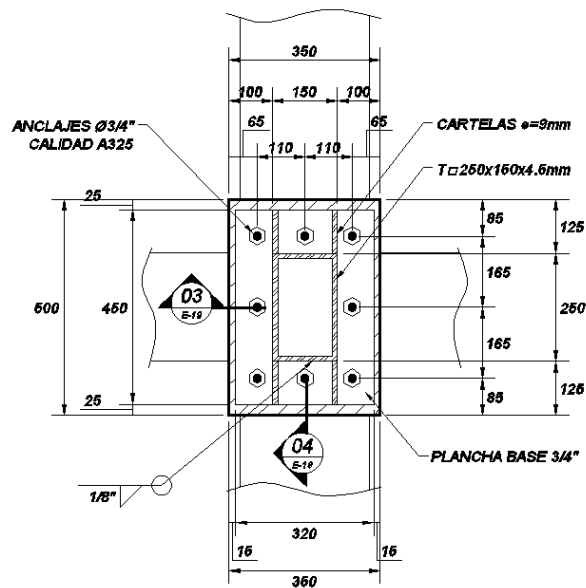
Concreto

15.2.- DATOS GEOMETRICOS

Unidad: plg

$b =$	5.91	$h =$	9.84	Columna
$l_g =$	33.67	$C1 =$	2.56	dist. eje perno a cara col.
$B =$	13.78	$h =$	19.69	Base de concreto
$B =$	12.60	$C =$	17.72	Placa de base
$l_g =$	5838.10			
$t =$	0.75			





**DETALLE DE ANCLAJE DE
COLUMNA METALICA CM-01**
ESC. 1/10

15.3.- RESULTADOS DE ANALISIS

Unidad: kip-pie

	P	M	V
Admisible:	2.20	0.00	0.95

Ver resultados

15.4.- CALCULO DE PLACA

Unidad: kip-plg

e =	0.00	NO REDISTRIBUIR	Compresión por apoyo
f1=	0.01	f2=	0.01 esfuerzos
Fp(calc) =	81.03	Fp(max)=	147,00
Fp =	81.03	>	fp = 0.01
fp/Fp =	0.00	BIEN	

Mb =	1.73	m=	4.18	Revision de placa
Fb =	1536.00	>	fb = 1.84	
fb/Fb =	0.00	BIEN		

NOSE NESECITA RIGIDIZADOR DE BASE

Mb =	0.25	m=	1.59	Revision de placa
Fb =	1536.00	>	fb = 0.27	
fb/Fb =	0.00	BIEN		

15.5.- CALCULO DE ANCLAJES

Unidad: kip-plg

D =	1.91	# =	2.00	pernos a tracción
Ap =	5.70			
Pernos=	A325	Fy =	43.50	Esfuerzo a Tracción
S=	14.96			Distancia entre pernos laterales
T =	1536.00	>	t =	-0.15
t/T =	NO HAY TRACCION	BIEN		
Av =	11.40			Corte
V =	21.20	>	v =	0.08
v/V =	0.00	BIEN		

15.6.- CALCULO DE SOLDADURAS

Unidad: kip-plg

Base de columna				
T =	2.20	tracción producido por el momento o compresión.		
tw =	1/5	L =	1.22	Longitud

16.- CONEXIONES VIGA-COLUMNA

A.- CONEXION VIGA-COLUMNA EJE LATERAL

16.1.- DATOS DE MATERIALES

Unidad: kip-plg

Fy =	36.00	E =	29000.00	
Clase =	E60	Fw =	18.00	AISC-1.5.3
Pernos Clase =	A325			
Fw =	43.50	Fv =	21.00	tracción y corte

16.2.- DATOS GEOMETRICOS

Unidad: plg

Elementos toman momento

b =	6.00	t =	0.18	placa A
b =	5.12	t =	0.18	placa A refuerzo
b =	6.00	t =	0.18	placa B – asiento

elementos toman corte

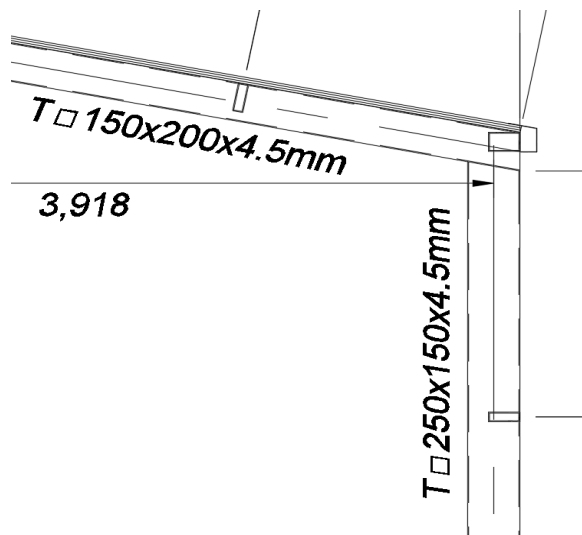
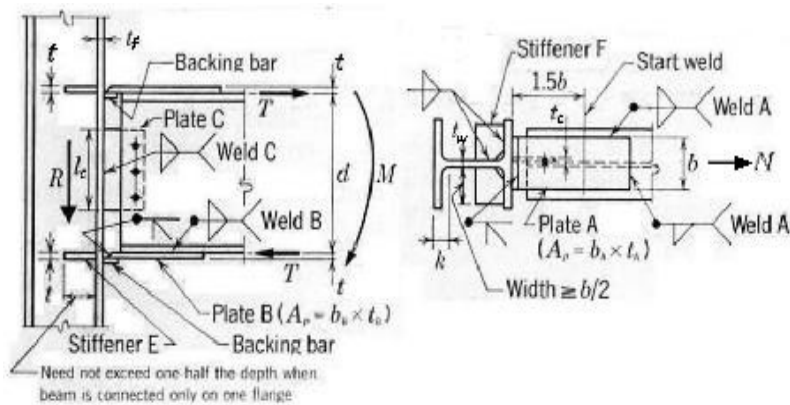
Lc =	6.00	tc =	0.18	placa C
------	------	------	------	---------

Viga principal T 150X200x4.5mm

bf=	6.00	d=	8.00	
tw =	0.18	tf =	0.18	alma y ala raíz o garganta

Columna T 150X250x4.5mm

bf=	6.00	d=	10.00	
tw =	0.18	tf =	0.18	alma y ala



Las placas A, B y C son las planchas que conforman el tubo

16.3.- RESULTADOS DE ANALISIS

Unidad: kip-pie

	N	M	R
Admisible:	1.87	3.96	0.96

Ver resultados

16.4.- CALCULO DE PLACA POR FLEXION

Unidad: kip-plg

placa A en tracción

d =	8.00	T = C =	7.81	Espesor de placa
R =	21.60	> r =	3.96	AISC-1.5.1.1
r/R =	0.18	BIEN		
tw =	0.18	L =	3.46	Long de soldadura

16.5.- CALCULO POR CORTE

Unidad: kip-plg

placa C al corte

L= 29.33

Longitud de viga

Vc= 2.10

Fuerza cortante actuante

#placas = **2.00**

Av = 2.13

Fv = 14.40 >

fv = 0.99 AISC-1.5.1.2

fv/Fv = 0.07

BIEN

Soldadura

AI SC-1.5.3

tw = **3**

L = 0.03

Por carga