

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO ESTRUCTURAL E HIDROSANITARIO DE LOS
EDIFICIOS ADMINISTRATIVOS DE PETROPRODUCCIÓN
UBICADOS EN LAS ESTACIONES LAGO AGRIO Y CUYABENO.**

PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

DIANA MABEL ABATA QUITUISACA

PEÑA GRANDA ISRAEL VINICIO

SANGOLQUI, 03 DE DICIEMBRE DE 2009

EXTRACTO

LA ELABORACIÓN DE ESTE PROYECTO AYUDARÁ PARA QUE LAS ACTIVIDADES ADMINISTRATIVAS DE LOS TRABAJADORES DE LAS ESTACIONES LAGO AGRIO Y CUYABENO DE PETROPRODUCCIÓN SEAN ADECUADAS, A TRAVÉS DE UNA EDIFICACIÓN MODERNA, QUE POSEA UN SUMINISTRO DE AGUA POTABLE, AGUA CALIENTE, Y QUE EL MANEJO DE LAS AGUAS SERVIDAS SEA EL ADECUADO PARA EVITAR LA CONTAMINACIÓN DEL ENTORNO.

ABSTRACT

THE DEVELOPMENT OF THIS PROJECT WILL CONTRIBUTE TO STAFF THE ADMINISTRATIVE ACTIVITIES OF THE STATIONS OF LAGO AGRIO AND CUYABENO OF PETROPRODUCCION ARE APPROPRIATE, THROUGH A MODERN BUILDING, HAS A SUPPLY OF POTABLE WATER, HOT WATER, AND WATER MANAGEMENT SERVED IS ADEQUATE TO PREVENT CONTAMINATION OF THE ENVIRONMENT.

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por la Srta. Abata Quituisaca Diana Mabel y el Sr. Peña Granda Israel Vinicio como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Sangolquí, 03 de Diciembre del 2009

Ing. Marcelo Guerra Avendaño

Ing. M.s.c. Jose Luis Carrera

REVISADO POR

Dr. Mario Lozada

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico con mucho amor a mis queridos padres y hermano, quienes han sido mi mayor orgullo y motivación.

A los mis dos ángeles que Dios envió a mi vida: Leito y Camilo.

Diana Abata Q.

DEDICATORIA

Dedico este proyecto de tesis al incondicional apoyo de mis padres, mis hermanos, al profesionalismo de mis maestros que con su labor abnegada permitieron formarme como profesional con principios y valores bien cimentados.

Israel Peña G.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, quien ha sido el motor que me ha ayudado a desarrollar este trabajo.

A mis abnegados Padres y hermano por ser mi fortaleza.

A mi familia quien siempre ha estado apoyándome e impulsándome cada día para ser un mejor ser humano.

A los padres de Israel por todo apoyo.

A mis amigos y amigas lindas que la Escuela Politécnica del Ejército que me ha dado la oportunidad de conocer.

A mis profesores por todos sus conocimientos impartidos en las aulas y fuera de ellas, en especial al Ing. Marcelo Guerra, Ing. José Luis Carrera por ser nuestros directos colaboradores en este trabajo; al Ing. Estuardo Peñaherrera, Ing. Edgar Carvajal, Ing. Pablo Gómez, por su tiempo y predisposición de ayudarnos.

Al Ing. Jorge Zúñiga por ser uno de los mejores profesores y decano de nuestra querida facultad.

Diana Abata Q.

AGRADECIMIENTO

Jehová es mi pastor, nada me faltará;
En lugares de delicados pastos me hará descansar;
Junto a aguas de reposo me pastoreará.

Confortará mi alma;
Me guiará por sendas de justicia por amor a su nombre.

Salmo 23, 1-3

Agradezco a mi Dios por haber tocado las puertas de mi corazón y ser bendecido con su promesa. Y a ti mi querida Diana por tu amor y comprensión.

Israel Peña G.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1	Antecedentes.	1
1.2	Área de influencia.	2
1.3	Localización Geográfica.	3
1.4	Objetivo General del Proyecto	4
1.5	Objetivos Específicos	4
1.6	Metas del Proyecto	4
1.7	Justificación del Proyecto	5

CAPÍTULO 2

ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1	Parámetros de Diseño	6
2.1.1	Disposiciones Específicas	6
2.1.1.1	Bases de diseño	7
2.1.1.2	Zonas sísmicas y factor de zona Z	7
2.1.1.3	Geología local y perfiles de suelo. Coeficientes S y Cm	13
2.1.1.4	Tipo de Uso, Destino e Importancia de la Estructura. Coeficiente I.	17
2.1.1.5	Estructuras Regulares e Irregulares.	17
2.1.1.6	Selección del Procedimiento de Cálculo de Fuerzas Laterales	18
2.1.2	Determinación de las fuerzas laterales de diseño mínimas y efectos relacionados.	18
2.1.2.1	Generalidades	18
2.1.2.2	Procedimiento de Cálculo de Fuerzas Estáticas.	19
2.1.2.2.1	Cortante Basal de Diseño	19
2.1.2.2.2	Coeficiente de configuración estructural en planta	20
2.1.2.2.3	Coeficiente de configuración estructural en elevación	23
2.1.2.2.4	Periodo de vibración T:	26
2.1.2.2.5	Factor de reducción de resistencia sísmica R.	27
2.1.2.3	Distribución Vertical de Fuerzas Laterales.	28
2.1.2.4	Distribución Horizontal del Cortante.	29
2.1.2.5	Momentos Torsionales Horizontales.	29
2.1.2.6	Volcamiento.	30
2.1.2.7	Efectos P-Δ.	30
2.1.2.8	Límites de la Deriva de Piso.	32
2.1.2.9	Componentes Verticales del Sismo de Diseño.	33
2.1.2.10	Procedimiento Dinámico de Cálculo de Fuerzas.	33
2.1.3	Carga Viva de Diseño.	37

2.1.4	Predimensionamiento de Elementos Estructurales según el ACI 318-99 y CEC2001	39
2.2	Obtención de Información.	40
2.2.1	Modelo de la Estructura en ETABS v9.0	41
2.2.1.1	Iniciar ETABS	41
2.2.1.2	Pantalla Principal de ETABS.	42
2.2.1.3	Definir Unidades.	42
2.2.1.4	Crear un Nuevo Modelo.	43
2.2.1.5	Redefinir Luces o Geometría	45
2.2.1.6	Definición de Materiales.	47
2.2.1.7	Definición de Secciones.	48
2.2.1.8	Trazar la Estructura.	54
2.2.1.9	Modelación de la Escalera.	57
2.2.1.11	Definición de Estados de Carga.	60
2.2.1.12	Definición de Análisis Modal Espectral	61
2.2.1.13	Asignación de Cargas	64
2.2.1.14	Puntos de inserción	66
2.2.1.15	Sectores de Rigidez Infinita	67
2.3	Efectos de Esbeltez.	67
2.3.1	Descripción de factores	68
2.3.1.1	Factor de longitud efectiva (k)	68
2.3.1.2	Longitud no apoyada de elementos en compresión (lu)	68
2.3.1.3	Radio de Giro (r)	68
2.3.2	Momentos magnificados en estructuras con desplazamiento lateral	69
2.3.2.1	Rigidez	70
2.4	Diseño de una columna a Flexo-compresión biaxial	71
2.4.1	Desarrollo	71
2.5	Diseño a flexión en Hormigón Armado.	72
2.5.1	Desarrollo	74
2.6	Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión.	76
2.7	Combinación de cargas.	76
2.8	Comprobación del diseño a flexión.	76
2.8.1	Cálculo de momentos.	77
2.8.2	Valores de momentos máximos.	77
2.8.3	Cálculo del acero.	77
2.8.4	Resultados de ETABS.	78
2.8.5	Resumen del desarrollo de cálculo.	78
2.8.6	Conclusión.	78
2.9	Diseño de elementos sometidos a esfuerzos de corte.	79
2.9.1	Refuerzo transversal.	79
2.10	Elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento	81
2.10.1	Alcance	81
2.10.2	Resistencia mínima a flexión de columnas.	81
2.10.3	Refuerzo longitudinal.	82
2.10.4	Refuerzo transversal.	83
2.11	Diseño de los estribos en las vigas.	88
2.12	Longitud de desarrollo de barras en tracción.	90

CAPÍTULO 3

PARÁMETROS DE DISEÑO HIDRÁULICO

3.1	Hidrología	92
3.2	Normas sobre la potabilización del agua	93
3.2.1	Normas bacteriológicas	93
3.2.2	Normas físico-químicas	94
3.2.3	Norma INEN	99
3.2.4	Calidad de las Aguas	99
3.3	Definición de procesos unitarios para tratamiento	100
3.3.1	Coagulación	101
3.3.1.1	Prueba de Jarras	102
3.3.2	Floculación	103
3.3.3	Sedimentación	104
3.3.4	Filtración	104
3.3.5	Desinfección	104

CAPÍTULO 4

GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA

4.1	Recopilación de Información Existente	106
4.1.1	Informes	106
4.1.1.1	Informe VHR	106
4.1.1.1.1	Antecedentes.	106
4.1.1.1.2	Trabajos Realizados.	106
4.1.1.1.3	Análisis de Resultados.	107
4.1.1.1.4	Observaciones.	109
4.1.1.1.5	Conclusiones y Recomendaciones.	109
4.1.1.2	Informe Fanny Generación - Dorine 4	110
4.1.1.2.1	Antecedentes.	111
4.1.1.2.2	Trabajos Realizados.	111
4.1.1.2.3	Resumen de Resultados.	112
4.1.1.2.4	Análisis de Resultados.	112
4.1.1.2.5	Observaciones.	113
4.1.1.2.6	Conclusiones y Recomendaciones.	113

CAPÍTULO 5

DISEÑO DEL MODELO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO

5.1	Diseño con Columnas Cuadradas	115
5.1.1	Diseño de la Cimentación	115
5.1.1.1	Diseño de Pilotes	115

5.1.2	Diseño de elementos estructurales	122
5.1.2.1	Losas Unidireccionales	122
5.1.2.2	Vigas Unidireccionales	123
5.1.2.3	Columnas	123
5.1.2.3.1	Sección mínima de columnas	127
5.1.3	Análisis de Cargas	130
5.1.3.1	Análisis de Cargas en Losas	130
5.1.3.2	Análisis de Cargas en la Escalera	132
5.1.4	Componentes Verticales del Sismo de Diseño.	133
5.1.5	Estados de Carga.	134
5.1.6	Factores Sísmicos	134
5.1.6.1	Factor de Zona (Z)	134
5.1.6.2	Coefficiente de Importancia (I)	134
5.1.6.3	Coefficiente de suelo S y Coeficiente Cm	135
5.1.6.4	Ct	135
5.1.6.5	Período de vibración (T)	135
5.1.6.6	Coefficiente C	135
5.1.6.7	Factor de irregularidad en planta	135
5.1.6.8	Factor de irregularidad en elevación	136
5.1.6.9	Factor de Reducción (R)	137
5.1.6.10.-	Resumen de los Factores Sísmicos	137
5.1.6.11.-	Corte Basal	137
5.1.7	Espectro de Diseño.	138
5.1.8	Definición de Masas	142
5.1.9	Corrida del Programa	142
5.1.10	Verificación de los Resultados Obtenidos	143
5.1.10.1	Diagramas de Momentos en las Vigas para Carga Muerta según el ACI318S-05	143
5.1.11	Corridas del programa Etabs	147
5.1.11.1	Primera Corrida	147
5.1.11.2	Segunda Corrida	173
5.1.11.3	Tercera Corrida	173
5.2	Diseño con Columnas Circulares	174
5.3	Planos y Resumen de Materiales	198
5.4	Presupuesto Referencial	198

CAPÍTULO 6

DISEÑO DEL MODELO ESTRUCTURAL EN ACERO

6.1	Diseño con Columnas Cuadradas	199
6.1.1	Diseño de la Cimentación	199
6.1.2	Diseño de Elementos Estructurales	199
6.1.2.1	Losas	199
6.1.2.2	Vigas	200
6.1.2.3	Columnas	204
6.1.2.4	Correas	207

6.1.3	Análisis de Cargas en Losas	212
6.1.5	Componentes Verticales del Sismo de Diseño	214
6.1.6	Estados de Carga	215
6.1.7	Factores Sísmicos	216
6.1.8	Espectro de Diseño.	219
6.1.9	Definición de Masas	223
6.1.10	Corrida del Programa	224
6.2	Planos y Resumen de Materiales	224
6.3	Presupuesto Referencial	224

CAPÍTULO 7

DISEÑO DEL MODELO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO Y ACERO

7.1	Diseño con Columnas Cuadradas	225
7.1.1	Diseño de la Cimentación	225
7.1.2	Diseño de Elementos Estructurales	225
7.1.2.1	Losas	225
7.1.2.2	Vigas	226
7.1.2.3	Columnas	227
7.1.2.4	Viguetas	230
7.1.3	Análisis de cargas en losas	234
7.1.4	Análisis de Cargas en la Escalera	236
7.1.5	Componentes Verticales del Sismo de Diseño	236
7.1.6	Estados de carga	237
7.1.7	Factores Sísmicos	237
7.1.8	Corte Basal	238
7.1.9	Espectro de Diseño	238
7.1.10	Definición de Masas	239
7.1.11	Corrida del programa	239
7.1.12	Verificación de los resultados obtenidos	239
7.1.13	Primera Corrida	241
7.1.14	Segunda Corrida	262
7.1.15	Tercera Corrida	262
7.2	Diseño con Columnas Circulares	263
7.3	Planos y Resumen de Materiales	287
7.4	Presupuesto Referencial	287

CAPÍTULO 8

DISEÑO DEL MODELO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO Y MADERA

8.1	Diseño con Columnas Cuadradas	288
8.1.1	Diseño de la Cimentación.	288
8.1.2	Diseño de Elementos Estructurales.	288

8.1.2.1	Diseño de viguetas _____	288
8.1.2.1.1	Tipo de Madera _____	288
8.1.2.1.3	Resumen de parámetros de diseño. _____	294
8.1.2.1.4	Esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad _____	294
8.1.2.1.5	Momento de Inercia (I) _____	296
8.1.2.1.7	Módulo de sección Z necesario por resistencia _____	297
8.1.2.1.8	Chequeo de propiedades de sección _____	299
8.1.2.1.9	Deformaciones diferidas _____	300
8.1.2.1.10	Módulo de sección Z necesario por resistencia _____	301
8.1.2.2	Losas _____	302
8.1.2.2.1	Losas unidireccionales _____	302
8.1.2.3	Vigas Unidireccionales. _____	303
8.1.2.4	Columnas _____	303
8.1.3	Análisis de Cargas en Losas _____	306
8.1.4	Análisis de cargas en la escalera _____	308
8.1.5	Componentes Verticales del Sismo de Diseño _____	308
8.1.6	Estados de carga _____	309
8.1.7	Factores sísmicos _____	310
8.1.9	Corte Basal _____	310
8.1.10	Espectro de diseño _____	311
8.1.11	Definición de Masas _____	311
8.1.12	Corrida del Programa _____	311
8.1.13	Verificación de los Resultados Obtenidos _____	311
8.1.14	Primera Corrida _____	313
8.1.15	Segunda Corrida _____	335
8.1.16	Tercera Corrida _____	335
8.2	Diseño con Columnas Circulares _____	336
8.3	Planos y Resumen de Materiales _____	361
8.4	Presupuesto Referencial _____	361

CAPÍTULO 9

DIAGNÓSTICO Y ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD

9.1	Diagnóstico y estudio de Prefactibilidad _____	362
-----	--	-----

CAPÍTULO 10

DISEÑO HIDROSANITARIO DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE LA ESTACIÓN LAGO AGRIO

10.1	Verificación de Red de Suministro de Agua Potable	364
10.2	Suministro de Agua Fría	364
10.2.1	Diseño del Tanque Cisterna	364
10.2.1.1	Cálculo del Volumen del Tanque Cisterna Mínimo	366
10.2.1.2	Proporciones Óptimas de la Cisterna	366
10.2.2	Diseño del Sistema de Bombeo y Tanque Hidroneumático	368
10.2.2.1	Bomba	368
10.2.2.2	Alturas de Bombeo	368
10.2.2.3	Cálculo de la Presión de Conexión (Pa)	370
10.2.2.3.1	Cálculo de las Alturas de Bombeo	371
10.2.2.4	Cálculo de la Presión de Desconexión (Pb)	376
10.2.2.5	Volumen de Regulación (VR)	377
10.2.2.6	Potencia de la Bomba	378
10.2.2.7	Volumen del Estanque	378
10.2.2.8	Suministro de Agua Fría	378
10.2.2.8.2	Gasto de las Derivaciones	380
10.2.2.8.3	Carga Disponible	382
10.2.2.8.4	Pérdidas por accesorios	383
10.2.2.8.5	Cálculo de Columnas de agua	385
10.3	Suministro de Agua Caliente	387
10.3.1	Producción de Agua Caliente a través de Paneles Solares	387
10.3.2	Distribución de Agua Caliente	387
10.4	Red Contra Incendios	387
10.4.1	Plan de Contingencia en caso de incendios	387
10.5	Desagüe Sanitario y Pluvial	389
10.6	Red de Ventilación	393
10.7	Planos y Resumen de Materiales	393
10.8	Presupuesto Referencial	394

CAPÍTULO 11

DISEÑO HIDROSANITARIO DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE LA ESTACIÓN CUYABENO

11.1	Producción de Agua Potable.- Planta de Tratamiento de Agua Potable	396
11.1.1	Diseño Hidráulico Sanitario	396
11.1.1.1	Coagulación - Mezcla Rápida	396
11.1.1.1.1	Vertedero Rectangular	396
11.1.1.2	Dosificación de Químicos	402
11.1.1.3	Floculación – Mezcla Lenta	403
11.1.1.3.1	Floculador hidráulico tipo Alabama	403

11.1.1.4	Sedimentación _____	408
11.1.1.4.1	Sedimentación de Alta Tasa (Placas Paralelas)___	409
11.1.1.5	Filtración _____	412
11.1.1.5.1	Filtro de alta tasa descendiente rectangular _____	412
11.1.1.5.1.1	Drenaje.- Falso Fondo de placa rectangular __	416
11.1.1.5.1.2	Pérdidas de Carga en el Sistema de Lavado __	419
11.1.1.5.1.2.1	Pérdida de carga a través del lecho de grava _____	420
11.1.1.5.1.2.2	Pérdida de carga a través del lecho expandido _____	420
11.1.1.5.1.2.3	Pérdida de carga a través del sistema de drenaje _____	421
11.1.1.5.1.2.4	Pérdida de carga en la tubería, válvulas, controlador, etc __	421
11.1.1.5.1.3	Pérdida de Carga Durante el Filtrado _____	424
11.1.1.5.1.3.1	Pérdida de carga a través del lecho de grava _____	424
11.1.1.5.1.3.2	Pérdida de carga a través del medio filtrante _____	424
11.1.1.5.1.3.3	Pérdida de carga a través del sistema de drenaje _____	425
11.1.1.5.1.3.4	Pérdida de carga en las válvulas y tubería, durante el filtrado _____	426
11.2	Suministro de Agua Fría _____	428
11.3	Suministro de Agua Caliente _____	428
11.3.1	Producción de Agua Caliente a través de Paneles Solares _____	428
11.3.2	Distribución de Agua Caliente _____	428
11.4	Red Contra Incendios _____	428
11.5	Desagüe Sanitario y Pluvial _____	429
11.6	Red de Ventilación _____	429
11.7	Tratamiento de Aguas Servidas _____	429
11.7.1	Tanque IMHOFF _____	429
11.7.1.1	Definición _____	429
11.7.1.2	Aplicación _____	429
11.7.1.3	Componentes _____	429
11.7.1.4	Funcionamiento _____	430
11.7.1.5	Diseño del Tanque IMHOFF _____	431
11.7.1.5.1	Caudal de Diseño _____	431
11.7.1.5.2	Carga Superficial _____	431
11.7.1.5.3	Longitud mínima del vertedero de salida _____	432
11.7.1.6	Diseño del Digestor _____	432
11.7.1.6.1	Volumen de almacenamiento y digestión _____	432
11.7.1.6.2	Tiempo requerido para digestión de lodos _____	434
11.7.1.6.3	Frecuencia del retiro de lodos _____	435
11.7.1.6.4	Extracción de lodos _____	435
11.7.1.6.5	Área de ventilación y cámara de natas _____	435

11.7.1.6.6	Lechos de secados de lodos_____	436
11.7.1.6.7	Carga de sólidos que ingresa al sedimentador ____	436
11.7.1.6.8	Masa de sólidos que conforman los lodos_____	437
11.7.1.6.9	Volumen diario de lodos digeridos _____	437
11.7.1.6.10	Volumen de lodos a extraerse del tanque _____	437
11.7.1.6.11	Área del lecho de secado_____	438
11.7.1.6.12	Medio de Drenaje _____	438
11.7.1.7	Memoria de Cálculo_____	439
11.7.1.8	Operación y Control del Tanque Imhoff _____	445
11.8	Planos y Resumen de Materiales._____	451

CAPÍTULO 12

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

12.1.- Conclusiones._____	452
12.2.- Recomendaciones. _____	453

LISTADO DE TABLAS

Tabla 2.1: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada _____	7
Tabla 2.2: Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z _____	8
Tabla 2.3: Suelos Cohesivos. _____	15
Tabla 2.4: Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm _____	16
Tabla 2.5: Tipo de uso, destino e importancia de la Estructura _____	17
Tabla 2.6: Coeficientes de configuración en Planta _____	21
Tabla 2.7: Coeficientes de configuración en Elevación _____	24
Tabla 2.8: Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R _____	27
Tabla 2.9: Valores de ΔM máximos, como fracción de la altura de piso _____	32
Tabla 2.10: Cargas uniformes y concentradas. _____	37
Tabla 2.11: Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen deflexiones _____	40
Tabla 3.1: Pluviometría del Río Lumbaqui _____	92
Tabla 3.2: Normas Bacteriológicas _____	94
Tabla 3.3: Parámetros Físico – Químicos de potabilidad _____	95
Tabla 3.4: Calidad de las Aguas pertenecientes a la Cuenca Quijos Norte y Sur _____	100
Tabla 3.5: Proceso de potabilización del agua _____	101
Tabla 4.1: Resumen de Recomendaciones y Característica. _____	110
Tabla 5.1: Dimensiones y Peso Unitario del Bloque _____	124
Tabla 5.2: Definición de Carga Muerta _____	126
Tabla 5.3: Predimensionamiento de Columnas. _____	126
Tabla 5.4: Elementos de la Estructura _____	127
Tabla 5.5: Análisis de cargas en las Losas N+ 3.08, N+5.96 _____	130
Tabla 5.6: Análisis de cargas en la Losa N+ 8.84 _____	131
Tabla 5.7: Análisis de Carga Muerta _____	132
Tabla 5.8: Resumen de Factores Sísmicos _____	137
Tabla 5.9: Valores del Espectro de Diseño _____	139
Tabla 5.10: Cuadro de Momentos _____	144
Tabla 5.11: Secciones de las columnas según el predimensionamiento _____	147
Tabla 5.12: Cálculo del centro de masas de la losa N+3.08 _____	148
Tabla 5.13: Cálculo del centro de masas de las losas N+5.96 y N+8.84. _____	150
Tabla 5.14: Rigidez de columnas en Sentido “X” _____	153
Tabla 5.15: Rigidez de columnas en Sentido “Y” _____	153
Tabla 5.16: Rigidez de columnas en Sentido “X” _____	158
Tabla 5.17: Rigidez de columnas en Sentido “Y” _____	158
Tabla 5.18: Rigidez de Columnas en el Sentido “X” _____	163
Tabla 5.19: Rigidez de Columnas en el Sentido “Y” _____	163
Tabla 5.20: Rigidez de Columnas en el Sentido “X” _____	168
Tabla 5.21: Rigidez de Columnas en el Sentido “Y” _____	168
Tabla 5.22: Secciones del predimensionamiento _____	173
Tabla 5.23: Secciones del control de torsión _____	173
Tabla 5.24: Predimensionamiento de Columnas _____	174
Tabla 5.25: Elementos de la Estructura _____	175
Tabla 5.26: Resumen de los Factores Sísmicos _____	178
Tabla 5.27: Dimensiones de las columnas según el predimensionamiento _____	179

Tabla 5.28: Rigidez de columnas de la Losa N+3.08	181
Tabla 5.29: Rigidez de columnas de las Losas N+5.96 y N+8.84	185
Tabla 5.30: Rigidez de columnas de la Losa N+3.08.	189
Tabla 5.31: Rigidez de las columnas N+5.96 y N+8.84	193
Tabla 5.32: Secciones del Centro de Masas Calculado	197
Tabla 5.33: Secciones de columnas para la rigidización de los pórticos de la estructura	197
Tabla 5.34: Secciones de vigas para la rigidización de los pórticos de la estructura	197
Tabla 6.1: Vigas propuestas	201
Tabla 6.2: Columnas propuestas	204
Tabla 6.3: Listado de correas	207
Tabla 6.4: Análisis de cargas en las Losas N+ 3.08, N+5.96	212
Tabla 6.5: Análisis de cargas en la Losa N+ 8.84	213
Tabla 6.6: Análisis de Carga Muerta	214
Tabla 6.7: Resumen de Factores Sísmicos	219
Tabla 6.8: Valores del Espectro de Diseño	221
Tabla 7.1: Carga muerta para el predimensionamiento de columnas	227
Tabla 7.2: Predimensionamiento de columnas	228
Tabla 7.3: Elementos de la estructura	228
Tabla 7.4: Secciones de correas	230
Tabla 7.5: Análisis de cargas en las Losas N+ 3.08, N+5.96	235
Tabla 7.6: Análisis de cargas en la Losa N+ 8.84	235
Tabla 7.7: Secciones del predimensionamiento de columnas	241
Tabla 7.8: Rigidez de las Columnas de la Losa N+3.08 en Sentido "X"	242
Tabla 7.9: Rigidez de las Columnas de la Losa N+3.08 en Sentido "Y"	242
Tabla 7.10: Rigidez de Columnas en Sentido "X"	247
Tabla 7.11: Rigidez de Columnas en Sentido "Y"	247
Tabla 7.12: Rigideces de las Columnas de la Losa N+3.08 en Sentido "X"	252
Tabla 7.13: Rigideces de las Columnas de la Losa N+3.08 en Sentido "Y"	252
Tabla 7.14: Rigidez en Columnas en Sentido "X"	257
Tabla 7.15: Rigidez en Columnas en Sentido "Y"	257
Tabla 7.16: Nuevas secciones del cálculo del centro de rigidez	262
Tabla 7.17: Nuevas secciones de la rigidización de pórticos	262
Tabla 7.18: Carga muerta considerada para el predimensionamiento de columnas	263
Tabla 7.19: Cálculo de secciones de las columnas circulares	264
Tabla 7.20: Elementos de la estructura	264
Tabla 7.21: Secciones del predimensionamiento	268
Tabla 7.22: Rigideces de las Columnas de la Losa N+3.08 en el Sentido "X" y "Y".	270
Tabla 7.23: Rigideces de las Columnas en las Losas N+5.96, N+8.84 en Sentido "X" y "Y"	274
Tabla 7.24: Rigideces de las Columnas de la Losa N+3.08 en el Sentido "X" y "Y"	278
Tabla 7.25: Secciones del Cálculo del Centro de Rigidez	286
Tabla 7.26: Secciones de la Rigidización de pórticos	286
Tabla 8.1: Grupos de Especies Estudiadas en el PADT - REFORT para Madera Estructural	288
Tabla 8.2: Sobrecargas de Servicio	289
Tabla 8.3: Peso Propio de Viguetas de Madera (kg/m ²)	290
Tabla 8.4: Peso propio de coberturas	292
Tabla 8.5: Deflexiones máximas admisibles	293
Tabla 8.6: Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	293
Tabla 8.7: Parámetros de Diseño	294

Tabla 8.8: Cálculo de Efectos Máximos	294
Tabla 8.9: Esfuerzo máximo admisible en flexión	295
Tabla 8.10: Esfuerzo máximo admisible para corte paralelo a las fibras	295
Tabla 8.11: Esfuerzo máximo admisible para compresión perpendicular a las fibras	295
Tabla 8.12: Resumen de esfuerzos	296
Tabla 8.13: Características de Secciones.	297
Tabla 8.14: Propiedades de la sección asumida.	299
Tabla 8.15: Peso propio de la sección 4x24.	299
Tabla 8.16: Nuevos Parámetros de diseño.	300
Tabla 8.17: Efectos máximos.	300
Tabla 8.18: Carga muerta para el predimensionamiento de columnas.	302
Tabla 8.19: Características de la sección 4x24	303
Tabla 8.20: Predimensionamiento de columnas	304
Tabla 8.21: Elementos de la estructura	304
Tabla 8.23: Análisis de Cargas en las Losas N+ 3.08, N+5.96	306
Tabla 8.22: Análisis de Cargas en la Losa N+ 8.84.	307
Tabla 8.24: Resumen de los factores sísmicos	310
Tabla 8.25: Secciones del predimensionamiento	313
Tabla 8.26: Rigidez de las Columnas en la Losa N+3.08 en Sentido "X"	315
Tabla 8.27: Rigidez de las Columnas en la Losa N+3.08 en Sentido "Y"	315
Tabla 8.28: Rigidez de las Columnas en las Losas N+5.96, N+8.84 en Sentido "X"	320
Tabla 8.29: Rigidez de las Columnas en las Losas N+5.96, N+8.84 en Sentido "Y"	320
Tabla 8.30: Rigidez de las Columnas en la Losa N+3.08 en Sentido "X"	325
Tabla 8.31: Rigidez de las Columnas en la Losa N+3.08 en Sentido "Y"	325
Tabla 8.32: Rigidez de las Columnas en las Losas N+5.96, N+8.84 en Sentido "X"	330
Tabla 8.33: Rigidez de las Columnas en las Losas N+5.96, N+8.84 en Sentido "Y"	330
Tabla 8.34: Secciones del Cálculo del Centro de Rigidez	335
Tabla 8.35: Secciones de la rigidización de pórticos	335
Tabla 8.36: Carga Muerta Considerada para el Predimensionamiento de Columnas	337
Tabla 8.37: Predimensionamiento de Columnas	337
Tabla 8.38: Resumen de los factores sísmicos	339
Tabla 8.39: Secciones del Predimensionamiento	342
Tabla 8.40: Rigidez de las Columnas en la Losa N+3.08 en el Sentido "X" y "Y"	344
Tabla 8.41: Rigidez de la Columnas de las Losas N+5.96, N+8.84 en Sentido "X" y "Y"	348
Tabla 8.42: Rigidez de Columnas de la Losa N+3.08 Sentido "X" y "Y".	352
Tabla 8.43: Rigidez de Columnas de las Losas N+5.96, N+8.84 en Sentido "X" y "Y".	356
Tabla 8.44: Secciones del Cálculo del Centro de Rigidez	360
Tabla 8.45: Secciones de Columnas de la Rigidización de Pórticos	360
Tabla 8.46: Secciones de Vigas de la Rigidización de Pórticos	360
Tabla 10.1: Dotaciones (Normas Mexicanas).	365
Tabla 10.2: Cálculo de Dotación por Piso.	365
Tabla 10.3: Caudales Instantáneos.	370
Tabla 10.4: Caudal Instantáneo del Edificio.	372
Tabla 10.5: Consumo Máximo Probable	372
Tabla 10.6: Valor K por accesorio	374
Tabla 10.7: Valor K para accesorios tomados en consideración	375
Tabla 10.8: Período de Bombeo	377
Tabla 10.9: Presiones recomendadas	379

Tabla 10.10: Diámetro de conexiones _____	380
Tabla 10.11: Gasto mínimo en los grifos de los aparatos sanitarios corrientes _____	380
Tabla 10.12: Gasto de las derivaciones para aparatos de uso público _____	381
Tabla 10.13: Gasto mínimo de las derivaciones (q) _____	381
Tabla 10.14: Tanto por ciento a tomar del gasto en tramos de columnas o distribuidores ____	382
Tabla 10.15: Velocidad en función de la Carga disponible _____	383
Tabla 10.16: Coeficiente K de los accesorios del edificio _____	383
Tabla 10.17: Primera Iteración _____	384
Tabla 10.18: Segunda Iteración _____	384
Tabla 10.19: Tercera Iteración _____	385
Tabla 10.20: Clase de Edificaciones _____	389
Tabla 10.21: Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones y sifones _____	391
Tabla 10.22: Diámetro de derivaciones del colector _____	391
Tabla 10.23: Cálculo del diámetro de las derivaciones y sifones _____	392
Tabla 10.24: Diámetro en Colectores de Aguas Servidas _____	392
Tabla 10.25: Diámetros en colectores de aguas servidas y en colectores de aguas lluvias ____	393
Tabla 10.26: Diámetros en columnas de aguas servidas y en columnas de aguas lluvias ____	394
Tabla 11.1: Propiedades Físicas del Agua según su temperatura _____	401
Tabla 11.2: Factor de Capacidad Relativa en función a la Temperatura _____	433
Tabla 11.3: Tiempo de digestión en días en función de la Temperatura _____	434

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1.1:	Estación Lago Centro de Petrocomercial	2
Figura 1.2:	Estación Cuyabeno de Petrocomercial	3
Figura 1.3:	Mapa Político de la Provincia de Sucumbíos	3
Figura 2.1:	Ecuador Zonas Sísmicas para propósitos de diseño	8
Figura 2.2:	Irregularidades en Planta	22
Figura 2.3:	Irregularidades en Elevación	25
Figura 2.4:	Espectro sísmico elástico del presente reglamento, que representa el sismo de diseño	34
Figura 2.5:	Pantalla con recomendaciones	41
Figura 2.6:	Pantalla Principal	42
Figura 2.7:	Cambio Unidades	42
Figura 2.8:	Ventana para crear o abrir un modelo	43
Figura 2.9:	Pantalla para definir la Grilla	43
Figura 2.10:	Pantalla para definir ejes en el plano XY	44
Figura 2.11:	Ventana para definir niveles de entrepiso	45
Figura 2.12:	Pantalla para acceder a modificar la grilla	45
Figura 2.13:	Redefinir grilla	46
Figura 2.14:	Redefinir elevación	46
Figura 2.15:	Secuencia para editar elevación	47
Figura 2.16:	Pantalla para definir materiales	47
Figura 2.17:	Pantalla para definir propiedades del material	48
Figura 2.18:	Pantalla para crear o modificar una sección	49
Figura 2.19:	Selección de sección	49
Figura 2.20:	Pantalla para definir propiedades de la sección	50
Figura 2.21:	Modificar Factores de Inercias	50
Figura 2.22:	Asignación de Material.	51
Figura 2.23:	Propiedades de Refuerzo	51
Figura 2.24:	Listado de Secciones	52
Figura 2.25:	Pantalla para definir secciones de losa	53
Figura 2.26:	Propiedades de la sección tipo losa	53
Figura 2.27:	Selección del elemento	54
Figura 2.28:	Creación de columnas	55
Figura 2.29:	Dibujar Loseta	56
Figura 2.30:	Dibujar sección irregular	56
Figura 2.31:	Cargas en Escalera	57
Figura 2.32:	Replica del punto	58
Figura 2.33:	Extruir el punto de la viga de la escalera	58
Figura 2.34:	Viga de la escalera helicoidal	59
Figura 2.35:	Asignación de cargas en la viga de la escalera	59
Figura 2.36:	Estados de Carga	60
Figura 2.37:	Modificación del sismo estático	61
Figura 2.38:	Espectro de Respuesta	61
Figura 2.39:	Pantalla para crear espectro de respuesta	62

Figura 2.40:	Pantalla para generar el espectro	63
Figura 2.41:	Pantalla para crear casos de espectro de respuesta	63
Figura 2.42:	Caso de Espectro de Respuesta	64
Figura 2.43:	Selección de secciones	65
Figura 2.44:	Losas seleccionadas	65
Figura 2.45:	Asignación de Cargas	66
Figura 2.46:	Asignación de Cargas	66
Figura 2.47:	Sectores de Rigidez Infinita	67
Figura 2.48:	Factores de longitud efectiva, k	69
Figura 2.49:	Distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto	73
Figura 2.50:	Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento múltiples	80
Figura 2.51:	Ventana de control de columna fuerte viga debil	82
Figura 2.52:	Resultado del Chequeo de la resistencia mínima a flexión de una columna	83
Figura 2.53:	Diagrama de corte en vigas	88
Figura 3.1:	Proceso de potabilización	105
Figura 5.1:	Variación de los valores máximos de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción del suelo ϕ (según Meyerhof, 1976)	116
Figura 5.2:	Factores de capacidad de apoyo de Janbu	119
Figura 5.3:	Compactación de arena cercana a pilotes hincados (según Meyerhof, 1961)	120
Figura 5.4:	Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena	120
Figura 5.5:	Esquema de 1 m ² de Losa Unidireccional	123
Figura 5.6:	Bloque	124
Figura 5.7:	Ancho colaborante de columnas	125
Figura 5.8:	Análisis de Cargas en la Estructura	131
Figura 5.9:	Carga en Escalera	132
Figura 5.10:	Carga Muerta en Losas	133
Figura 5.11:	Irregularidad Geométrica	136
Figura 5.12:	Espectro de Diseño	141
Figura 5.13:	Definición de Masas	142
Figura 5.14:	Diagrama de Momentos según el ACI318S-05	146
Figura 5.15:	Diagrama de Momentos calculados	146
Figura 5.16:	Diagrama de Momentos de Etabs	146
Figura 5.17:	Esquema de figuras para el cálculo del centro de masas de la Losa N+3.08	148
Figura 5.18:	Ubicación del centro de masas de la Losa N+3.08	149
Figura 5.19:	Esquema de figuras para el cálculo del centro de masas de las Losas N+5.96 y N+8.84	149
Figura 5.20:	Ubicación del centro de masas en las losas N+5.96 y N+8.84	150
Figura 5.21:	Centros de masas en las losas N+3.08, N+5.96, N+8.84	151
Figura 5.22:	Esquema de Rigideces de Columnas losa N+3.08	154
Figura 5.23:	Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08	157
Figura 5.24:	Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+5.96, N+8.84	159
Figura 5.25:	Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+5.96, N+8.84	162
Figura 5.26:	Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08	164
Figura 5.27:	Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08	167
Figura 5.28:	Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+5.96, N+8.84	169
Figura 5.29:	Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84	172
Figura 5.30:	Centro de masas de las Losas N+3.08, N+5.96, N+ 8.84	180
Figura 5.31:	Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08	183

Figura 5.32: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08	184
Figura 5.33: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+5.96, N+8.84	187
Figura 5.34: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84	188
Figura 5.35: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08	191
Figura 5.36: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+3.08	192
Figura 5.37: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+5.96, N+8.84	195
Figura 5.38: Centro de masas y rigidez de las losas N+5.96, N+8.84	196
Figura 6.1: Geometría del Deck Metálico	199
Figura 6.2: Propiedades del Deck Metálico.	200
Figura 6.3: Cargas en la Estructura	213
Figura 6.4: Carga en Escalera	214
Figura 6.5 Carga Muerta en las Losas	215
Figura 6.6: Irregularidad Geométrica	218
Figura 6.7: Espectro de Diseño.	220
Figura 6.8: Definición de Masas	224
Figura 7.1: Geometría del Deck Metálico	225
Figura 7.2: Propiedades del Deck Metálico	226
Figura 7.3: Análisis de Cargas en la Estructura	235
Figura 7.4: Carga Muerta en las Losas	236
Figura 7.5: Espectro de Diseño	239
Figura 7.6: Diagrama de Momentos de la Viga Eje 1	240
Figura 7.7: Diagrama de Momentos Calculados de la Viga Eje 1	240
Figura 7.8: Resultados de Etabs	240
Figura 7.9: Centros de masas de las losas N+3.08, N+5.96, N+8.84	241
Figura 7.10: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08	243
Figura 7.11: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08	246
Figura 7.12: Esquema de Rigideces de Columnas en las Losas N+5.96, N+8.84	248
Figura 7.13: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84	251
Figura 7.14: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08	253
Figura 7.15: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08	256
Figura 7.16: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+5.96, N+8.84	258
Figura 7.17: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+5.96, N+8.84	261
Figura 7.18: Análisis de cargas en las losas	266
Figura 7.19: Centros de masas de las losas N+3.08, N+5.96, N+8.84	269
Figura 7.20: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08	272
Figura 7.21: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08	273
Figura 7.22: Esquema de Rigideces de Columnas de las Losas N+5.96, N+8.84	277
Figura 7.23: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84	277
Figura 7.24: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08	280
Figura 7.25: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+3.08	281
Figura 7.26: Esquema de Rigideces de las Columnas de las Losa N+5.96, N+8.84	284
Figura 7.27: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84	285
Figura 8.1: Sección de Vigueta Asumida	290
Figura 8.2: Distribución de Viguetas	291
Figura 8.3: Viguetas simplemente apoyadas, luz de 3.89 m.	293
Figura 8.4: Sección de diseño.	302
Figura 8.5: Análisis de cargas en las losas.	307
Figura 8.6: Cargas muertas para los volados.	308

Figura 8.7: Espectro de Diseño	311
Figura 8.8: Diagrama de momentos de la viga Eje 1.	312
Figura 8.9: Cálculo del método de análisis	312
Figura 8.10: Resultados del ETABS	312
Figura 8.11: Centros de Masas de las Losas N+3.08, N+5.96, N+8.84	314
Figura 8.12: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08	316
Figura 8.13: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08	319
Figura 8.14: Esquema de Rigideces de Columnas en las Losa N+5.96, N+8.84	321
Figura 8.15: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84	324
Figura 8.16: Esquema de Rigideces de Columnas en la Losa N+3.08	326
Figura 8.17: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08	329
Figura 8.18: Esquema de Rigideces de Columnas en las Losas N+5.96, N+8.84	331
Figura 8.19: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84	334
Figura 8.20: Análisis de Cargas en las Losas	338
Figura 8.21: Diagrama de momentos de la viga Eje 1.	341
Figura 8.22: Cálculo del método de análisis	341
Figura 8.23: Resultados del ETABS	341
Figura 8.24: Centros de Masas de las Losas N+3.08, N+5.96, N+8.84	343
Figura 8.25: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08.	346
Figura 8.26: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08	347
Figura 8.27: Esquema de Rigideces de Columnas Losas N+5.96, N+8.84	350
Figura 8.28: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84	351
Figura 8.29: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08	354
Figura 8.30: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08	355
Figura 8.31: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+5.96, N+8.84	358
Figura 8.32: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84	359
Figura 10.1: Elevación del Edificio.	364
Figura 10.2: Disposición en hilera	366
Figura 10.3: Alturas de Bombeo	369
Figura 10.4: Tanque Hidroneumático	369
Figura 10.5: Alturas de Bombeo	378
Figura 11.1: Vertedero Rectangular.	396
Figura 11.2: Floculador hidráulico tipo Alabama	403
Figura 11.3: Sedimentador de Alta Tasa	409
Figura 11.4: Filtro de alta tasa descendiente rectangular.	412
Figura 11.5: Componentes del Tanque IMHOFF	430
Figura 11.6: Detalle de la Cámara de Sedimentación	432
Figura 11.7: Detalle Constructivo del Tanque IMHOFF	434
Figura 11.8: Planta del Tanque IMHOFF	436
Figura 11.9: Lecho de Secado	438
Figura 11.10: Vista del lecho del secado	439
Figura 11.11: Arranque del tanque Imhoff	445
Figura 11.12: Limpieza de la zona de sedimentación	448
Figura 11.13: Limpieza de grasa y sólidos	449
Figura 11.14: Limpieza de la zona de ventilación	450

LISTADO DE ANEXOS

Anexo 1. - Normas INEN

Anexo 2. - Estudios de Suelos

Anexo 3. - Planos y Volúmenes de Obra del modelo en Hormigón Armado

Anexo 4. - Planos y Volúmenes de Obra del modelo en Acero

Anexo 5. - Planos y Volúmenes de Obra del modelo en Hormigón Armado y Acero

Anexo 6. - Planos y Volúmenes de Obra del modelo en Hormigón Armado y Madera

Anexo 7. - Planos de las Instalaciones Hidrosanitarias.

Anexo 8. - Planos de las Plantas de Tratamiento

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1.- Antecedentes.

La ESPE dentro del proyecto “Modernizar y/u optimizar las facilidades de producción del área Lago Agrio de Petroproducción” ha diseñado un edificio que satisfaga las actividades administrativas de las personas que laboran dentro de las estaciones Lago Agrio y Cuyabeno.

En la Estación Lago Agrio las actividades administrativas necesitan de espacios físicos más amplios para un mejor desenvolvimiento del trabajo, al igual que en la Estación Cuyabeno, donde no existe agua potable ni alcantarillado por tal motivo es necesario mejorar la calidad y suministro del agua por lo que se diseñará una planta de potabilización de agua y abastecimiento de agua caliente con la utilización de paneles solares con el afán de aportar a la conservación del medio ambiente, además de una planta de tratamiento de aguas servidas.

Dentro del diseño estructural se desarrollarán cuatro modelos, que permitan hacer un análisis comparativo y así elegir la alternativa más óptima.

Los modelos estructurales que se considerarán son:

- Edificación de hormigón armado.- construcción tradicional.
- Edificación de acero.- rapidez en construcción.
- Modelo estructural mixto 1.- Hormigón armado y acero.- optimización de materiales y celeridad en la construcción.

- Modelo estructural mixto 2.- Hormigón armado y madera.- utilización de materiales de la zona.

1.2.- Área de influencia.

El proyecto “Modernizar y/u optimizar las facilidades de producción del área Lago Agrio de Petroproducción” se enfoca al beneficio de las personas que laboran en las estaciones Lago Agrio y Cuyabeno.

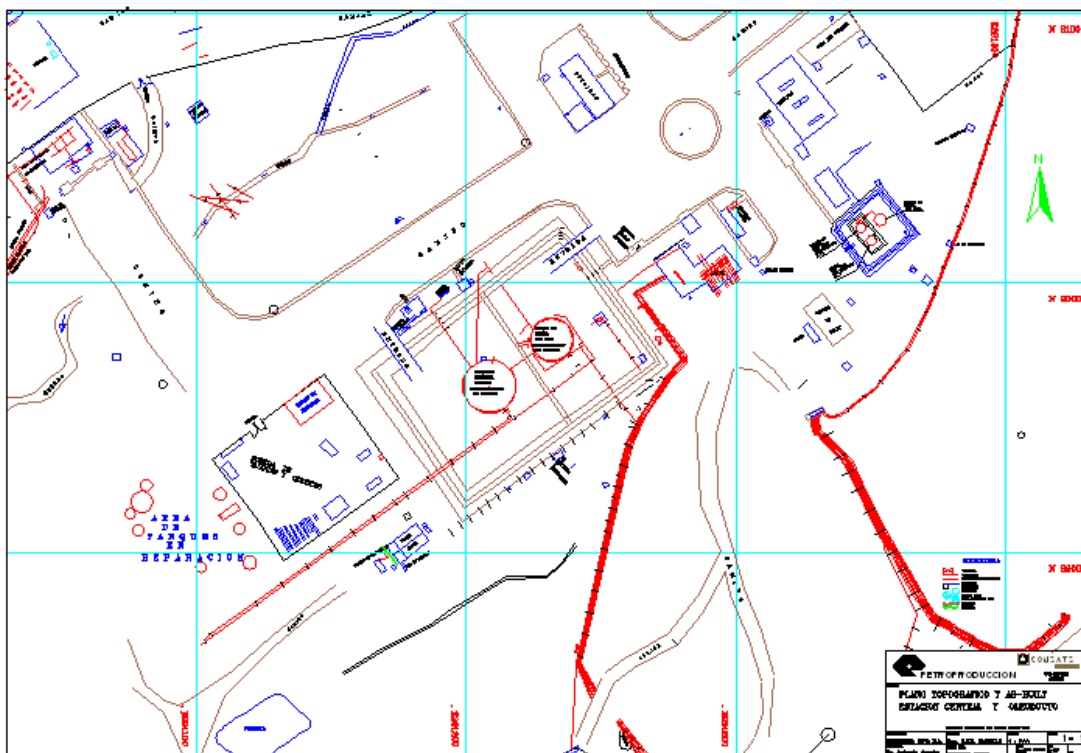


Figura 1.1: Estación Lago Centro de Petrocomercial

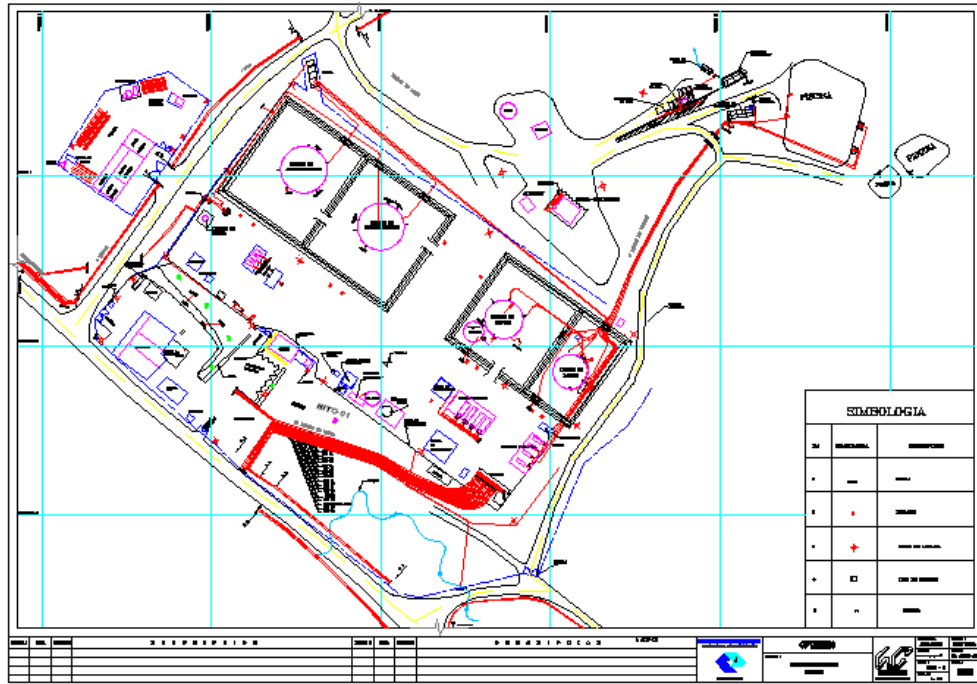


Figura 1.2: Estación Cuyabeno de Petrocomercial

1.3.- Localización Geográfica.

El proyecto “Diseño Estructural e Hidrosanitario de los Edificios Administrativos de Petroproducción ubicados en las Estaciones Lago Agrio y Cuyabeno”, se desarrollará en las Estaciones de Petroproducción del distrito Amazonas ubicadas en la provincia de Sucumbíos Cantones Lago Agrio y Cuyabeno.



Figura 1.3: Mapa Político de la Provincia de Sucumbíos

1.4.- Objetivo General del Proyecto

Realizar el diseño de cuatro modelos estructurales, que permitan establecer una propuesta viable de construcción, además de satisfacer las necesidades de producción y suministro de agua y asegurar el manejo de las aguas servidas a través de una planta de tratamiento.

1.5.- Objetivos Específicos

- Determinar el diseño del modelo estructural óptimo, acorde al medio en el que se va a construir y en beneficio de la institución.
- Realizar el diseño Hidrosanitario para los edificios administrativos para las estaciones Lago Agrio y Cuyabeno.
- Definir la producción y suministro de agua potable para el edificio administrativo de la Estación Cuyabeno además del tratamiento de aguas servidas apto para el sitio.

1.6.- Metas del Proyecto

- Diseño de cuatro modelos estructurales.
- Diseño Hidrosanitario de los edificios administrativos de las Estaciones Lago Agrio y Cuyabeno.
- Producción y suministro de agua potable para el edificio administrativo de la Estación Cuyabeno.
- Tratamiento de aguas servidas del edificio administrativo de la Estación Cuyabeno.

1.7.- Justificación del Proyecto.

La elaboración de este proyecto ayudará para que las actividades administrativas de los trabajadores de las Estaciones Lago Agrio y Cuyabeno de Petroproducción sean adecuadas, a través de una edificación moderna, que posea un suministro de agua potable, agua caliente, y que el manejo de las aguas servidas sea el adecuado para evitar la contaminación del entorno.

CAPÍTULO II

ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1.- Parámetros de Diseño.

El Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC2001) en su primera parte, capítulo 12 muestra las especificaciones que deben ser consideradas como requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de la estructura, con el fin de resistir eventos de origen sísmico. Dichos requisitos se basan principalmente en el comportamiento dinámico de estructuras de edificación. El Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC2001) pretende que con el cumplimiento de los requisitos que en el mismo se detallan, se proporcione a la estructura un adecuado diseño sismo-resistente que cumpla con la siguiente filosofía:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Las bases de diseño se encuentran definidas por el CEC2001; para lo cual expone los siguientes parámetros:

2.1.1.- Disposiciones Específicas.

2.1.1.1.- Bases de diseño.- Los procedimientos y requisitos descritos en el CEC2001 se determinarán considerando la zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura, las características del suelo del sitio del emplazamiento, el tipo de uso, destino e importancia de la estructura, y el tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse. Las estructuras deben diseñarse para una resistencia tal que puedan soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia y sobre resistencia estructural inherente, y la ductilidad de la estructura. La resistencia mínima de diseño debe basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas en el CEC2001.

2.1.1.2.- Zonas sísmicas y factor de zona Z.- El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las cuatro zonas sísmicas del Ecuador, de acuerdo con la definición de zonas de la Figura 2.1. Una vez identificada la zona sísmica correspondiente, se adoptará el valor del factor de zona Z, según la Tabla 2.1. El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Para mayor exactitud al escoger el valor de Z, se incluye en la tabla 2.2. Un listado de algunas poblaciones con el valor correspondiente. Si se ha de diseñar una estructura en una zona que no consta en la lista, debe escogerse el valor de la población más cercana.

Tabla 2.1: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.40

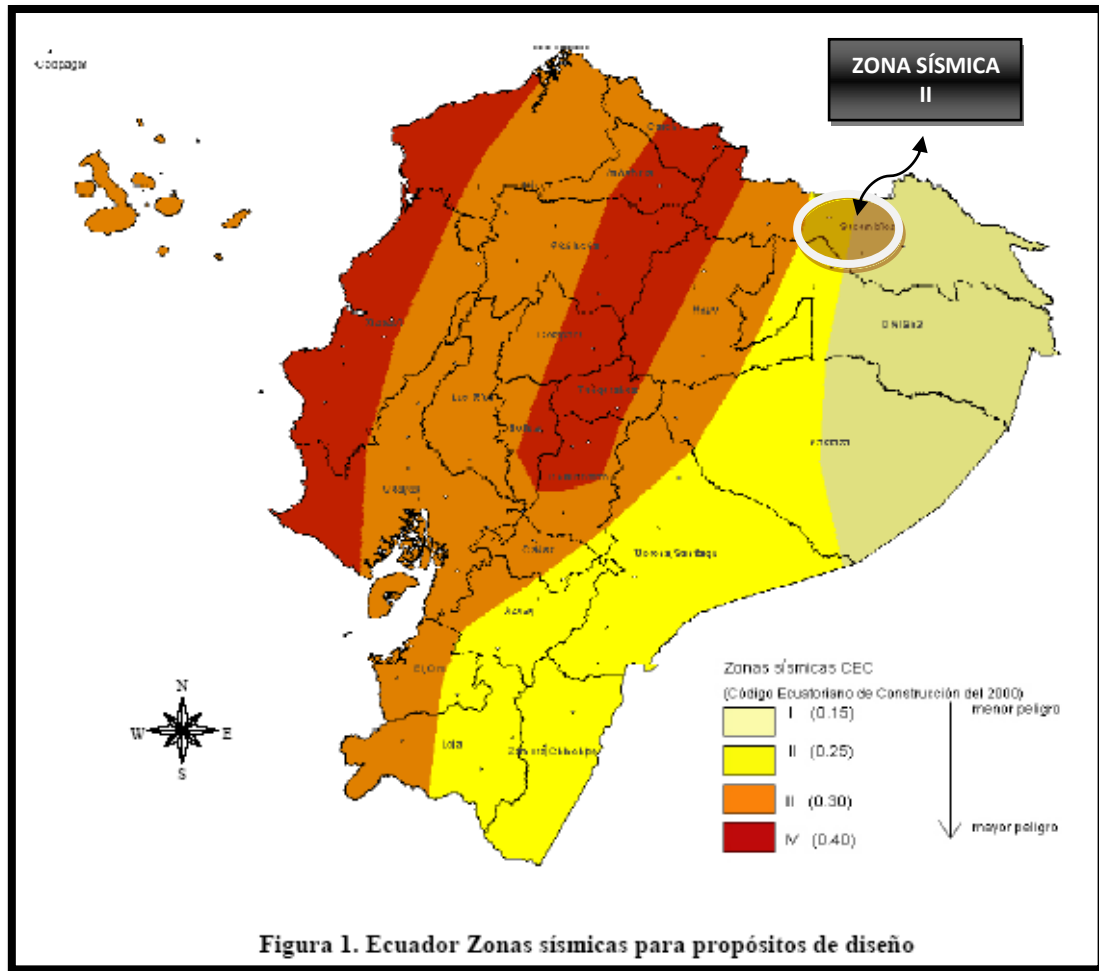


Figura 2.1: Ecuador Zonas Sísmicas para propósitos de diseño

Tabla 2.2: Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

PROVINCIA	CIUDAD	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
Azuay	Chordeleg	Chordeleg	Chordeleg	2
Azuay	Cuenca	Cuenca	Cuenca	2
Azuay	El Girón	Girón	Girón	2
Azuay	El Pan	El Pan	El Pan	2
Azuay	Guachapala	Guachapala	Guachapala	2
Azuay	Gualaceo	Gualaceo	Gualaceo	2
Azuay	Nabon	Nabon	Nabon	2
Azuay	Oña	Oña	Oña	2
Azuay	Paute	Paute	Paute	2
Azuay	Pucará	Pucará	Pucará	2
Azuay	San Fernando	San Fernando	San Fernando	2
Azuay	Santa Isabel	Santa Isabel	Santa Isabel(Chaguahurco)	2
Azuay	Sevilla De Oro	Sevilla De Oro	Sevilla De Oro	2

Azuay	Sigsig	Sigsig	Sigsig	2
Bolívar	Caluma	Caluma	Caluma	3
Bolívar	Echeandía	Echeandía	Echeandía	3
Bolívar	Las Naves	Las Naves.	Las Naves	3
Bolívar	Chillanes	Chillanes	Chillanes	4
Bolívar	Guaranda	Guaranda	Guaranda	4
Bolívar	San José De Chimbo	Chimbo	San José De Chimbo	4
Bolívar	San Miguel	San Miguel	San Miguel	4
Cañar	Azoques	Azogues	Azogues	2
Cañar	Biblian	Biblian	Nazon (Pampa De Domínguez)	2
Cañar	Deleg	Deleg	Deleg	2
Cañar	Cañar	Cañar	Cañar	3
Cañar	El Tambo	El Tambo	El Tambo	3
Cañar	La Troncal	La Troncal	La Troncal	3
Carchi	Bolívar	Bolívar	Bolívar	4
Carchi	El Ángel	Espejo	El Ángel	4
Carchi	Huaca	San Pedro De Huaca	Huaca	4
Carchi	Mira	Mira	Mira	4
Carchi	San Gabriel	San Gabriel	San Gabriel	4
Carchi	Tulcán	Tulcán	Tulcán	4
Chimborazo	Alausi	Alausi	Alausi	3
Chimborazo	Chunchi	Chunchi	Chunchi	3
Chimborazo	Cumanda	Cumanda	Cumanda	3
Chimborazo	Chambo	Chambo	Chambo	4
Chimborazo	Guamote	Guamote	Guamote	4
Chimborazo	Guano	Guano	Guano	4
Chimborazo	La Unión	Colta	Cajabamba	4
Chimborazo	Pallatanga	Pallatanga	Pallatanga	4
Chimborazo	Penipe	Penipe	Penipe	4
Chimborazo	Riobamba	Riobamba	Riobamba	4
Cotopaxi	El Corazón	Pangua	El Corazón	3

Cotopaxi	La Mana	La Mana	La Mana	3
Cotopaxi	Sigchos	Sigchos	Sigchos	3
Cotopaxi	Latacunga	Latacunga	Latacunga	4
Cotopaxi	Pujili	Pujili	Pujili	4
Cotopaxi	San Miguel	Salcedo	San Miguel	4
Cotopaxi	Saquisilí	Saquisilí	Saquisilí	4
El Oro	Chilla	Chilla	Chilla	2
El Oro	Paccha	Atahualpa	Paccha	2
El Oro	Pidas	Pinas	Pinas	2
El Oro	Portovelo	Portovelo	Portovelo	2
El Oro	Zaruma	Zaruma	Salvias	2
El Oro	.Arenillas	Arenillas	Arenillas	3
El Oro	Balsas	Balsas	Balsas	3

El Oro	El Guabo	El Guabo	El Guabo	3
El Oro	La Victoria	Las Lajas	La Victoria	3
El Oro	Máchala	Máchala	Máchala	3
El Oro	Marcabelí	Marcabelí	Marcabelí	3
El Oro	Pasaje	Pasaje	Pasaje	3
El Oro	Santa Rosa	Santa Rosa	Santa Rosa	3
El Oro	Huaquillas	Huaquillas	Huaquillas	4
Esmeraldas	La Unión	Quinindé	La Unión	3
Esmeraldas	Rosa Zarate(Quinindé)	Quinindé	Rosa Zarate(Quinindé)	3
Esmeraldas	San Lorenzo	San Lorenzo	San Lorenzo	3
Esmeraldas	Atacames	Atacames	Atacames	4
Esmeraldas	Esmeraldas	Esmeraldas	Esmeraldas	4
Esmeraldas	Muisne	Muisne	Muisne	4
Esmeraldas	Valdez (Limonas)	Eloy Alfaro	Valdez (Limonas)	4
Guayas	Baquerizo Moreno	Baquerizo Moreno	Baquerizo Moreno	3
Guayas	Balao	Balao	Balao	3
Guayas	Balzar	Balzar	Balzar	3
Guayas	Colimes	Colimes	Colimes	3
Guayas	Crnl. Marcelino Maridueña	Crnl. Marcelino Maridueña	Crnl. Marcelino Maridueña	3
Guayas	Daule	Daule	Daule	3
Guayas	El Salitre	Urbinajado	El Salitre (Las Ramas)	3
Guayas	El Triunfo	El Triunfo	El Triunfo	3
Guayas	Eloy Alfaro	Duran	Eloy Alfaro(Duran)	3
Guayas	General Antonio Elizalde	General Antonio Elizalde	General Antonio Elizalde	3
Guayas	General Villamil	Playas	General Villamil (Playas)	3
Guayas	Guayaquil	Guayaquil	Chongón	3
Guayas	Lomas De Sargentillo	Lomas De Sargentillo	Lomas De Sargentillo	3
Guayas	Milagro	Milagro	Milagro	3
Guayas	Naranjal	Naranjal	Naranjal	3
Guayas	Naranjito	Naranjito	Naranjito	3
Guayas	Narcisa De Jesús (Nobol)	Nobol	Narcisa De Jesús	3
Guayas	Palestina	Palestina	Palestina	3
Guayas	Pedro Carbo	Pedro Carbo	Salinas	3
Guayas	San Borondón	San Borondón	San Borondón	3
Guayas	Santa Lucia	Santa Lucia	Santa Lucia	3
Guayas	Simón Bolívar	Simón Bolívar	Simón Bolívar	3
Guayas	Velasco Ibarra	El Empalme	Velasco Ibarra(El Empalme)	3

Guayas	Yaguachi Nuevo	Yaguachi	Yaguachi Nuevo	3
Guayas	La Libertad	La Libertad	La Libertad	4
Guayas	Salinas	Salinas	Salinas	4
Guayas	Santa Elena	Santa Elena	Santa Elena	4
Imbabura	Atuntaqui	Antonio Ante	Atuntaqui	4
Imbabura	Cotacachi	Cotacachi	Cotacachi	4
Imbabura	Ibarra	Ibarra	Ibarra	4
Imbabura	Otavalo	Otavalo	Otavalo	4
Imbabura	Pimampiro	Pimampiro	Pimampiro	4
Imbabura	Urcuquí	Urcuquí	Urcuquí	4
Loja	Amaluza	Espíndola	Amaluza	2
Loja	Cariamanga	Calvas	Cariamanga	2
Loja	Catacocha	Paltas	Catacocha	2
Loja	Catamayo	Catamayo	Catamayo(La Toma)	2
Loja	Gonzanamá	Gonzanamá	Gonzanamá	2
Loja	Chaguarpamba	Chaguarpamba	Chaguarpamba	2
Loja	Loja	Loja	Loja	2
Loja	Quilanga	Quilanga	Quilanga	2
Loja	Saraguro	Saraguro	San Antonio De Cumbe	2
Loja	Sozoranga	Sozoranga	Sozoranga	2
Loja	Alamor	Puyango	Alamor	3
Loja	Célica	Célica	Célica	3
Loja	Macara	Macara	Macara	3
Loja	Píndal	Píndal	Píndal	3
Loja	Zapotillo	Zapotillo	Zapotillo	4
Los Ríos	Baba	Baba	Baba	3
Los Ríos	Babahoyo	Babahoyo	Pimocha	3
Los Ríos	Catarama	Urdaneta.	Catarama	3
Los Ríos	Montalvo	Montalvo	Montalvo	3
Los Ríos	Palenque	Palenque	Palenque	3
Los Ríos	Pueblo Viejo	Pueblo Viejo	Pueblo Viejo	3
Los Ríos	Quevedo	Quevedo	Quevedo	3
Los Ríos	San Jacinto De Buena Fe	San Jacinto De Buena Fe	San Jacinto De Buena Fe	3
Los Ríos	Valencia	Valencia	Valencia	3
Los Ríos	Ventanas	Ventanas	Ventanas	3
Los Ríos	Vinces	Vinces	Vinces	3
Manabí	El Carmen	El Carmen	El Carmen	3
Manabí	Olmedo	Olmedo	Olmedo	3
Manabí	Pichincha	Pichincha	Pichincha	3
Manabí	Bahía De Caráquez	Sucre	Bahía De Caráquez	4
Manabí	Calceta	Bolívar	Calceta	4
Manabí	Chone	Chone	Chone	4
Manabí	Flavio Alfaro	Flavio Alfaro	Flavio Alfaro	4
Manabí	Jipijapa	Jipijapa	Jipijapa	4
Manabí	Junín	Junín	Junín	4

Manabí	Manta	Manta	Manta	4
Manabí	Montecristi	Montecristi	Montecristi	4
Manabí	Paján	Paján	Paján	4
Manabí	Pedernales	Pedernales	Pedernales	4
Manabí	Porto Viejo	Portoviejo	Portoviejo	4
Manabí	Puerto López	Puerto López	Puerto López	4
Manabí	Rocafuerte	Rocafuerte	Rocafuerte	4
Manabí	Santa Ana	Santa Ana	Santa Ana	4
Manabí	Sucre	24 De Mayo	Sucre	4
Manabí	Tosagua	Tosagua	Tosagua	4
Morona Santiago	Gral. Leónidas P. Gutiérrez	Limón Indanza	Gral. Leónidas P. Gutiérrez	2
Morona Santiago	Gualaquiza	Gualaquiza	Gualaquiza	2
Morona Santiago	Macas	Morona	General Proaño	2
Morona Santiago	Pablo Sexto	Huamboya	Huamboya	3
Morona Santiago	San Juan Bosco	San Juan Bosco	San Juan Bosco	2
Morona Santiago	Santiago De Méndez	Santiago	Santiago De Méndez	2
Morona Santiago	Sucha	Sucha	Santa Marianita De Jesús	2
Morona Santiago	Palora	Palora	Palora (Metzera)	2
Napo	Archidona	Archidona	Archidona	3
Napo	Nuevo Rocafuerte	Aguarico	Nuevo Rocafuerte	3
Napo	Tena	Tena	Tena	3
Napo	Baeza	Quijos	Baeza	4
Napo	El Chaco	El Chaco	El Chaco	4
Orellana	La Joya De Los Sachas	La Joya De Los Sachas	La Joya De Los Sachas	2
Orellana	Loreto	Loreto	Avila (Cab. En Huiruno)	2
Orellana	Francisco Orellana (Coca)	Orellana	Francisco De Orellana (Coca)	2
Pastaza	Mera	Mera	Mera	3
Pastaza	Puyo	Pastaza	Veracruz(Indillama)	3
Pastaza	Santa Clara	Santa Clara	Santa Clara	3
Pichincha	Pedro Vicente Maldonado	Pedro Vicente Maldonado	Pedro Vicente Maldonado	3
Pichincha	Puerto Quito	Puerto Quito	Puerto Quito	3
Pichincha	San Miguel De Los Bancos	San Miguel De Los Bancos	San Miguel De Los Bancos	3
Pichincha	Sto. Domingo	Santo	Zaracay	3

	De Colorados	Domingo		
Pichincha	Cayambe	Cayambe	Cayambe	4
Pichincha	Machachi	Mejía	Machachi	4
Pichincha	Quito	Quito	Quito	4
Pichincha	Sangolquí	Rumiñahui	Rumipamba	4
Pichincha	Tabacundo	Pedro Moncayo	Tabacundo	4
Sucumbios	El Pt Carmen Del Putumayo	Putumayo	El Carmen Del Putumayo	1
Sucumbios	Shushufindi	Shushufindi	Shushufindi	1
Sucumbios	Nueva Loja	Lago Agrio	Nueva Loja	2
Sucumbios	El Dorado De Cáscales	El Dorado De Cáscales	El Dorado De Cáscales	3
Sucumbios	Lumbaqui	Pizarro	Lumbaqui	3

Sucumbios	La Bonita	Sucumbios	La Bonita	4
Tungurahua	Ambato	Ambato	Ambato	4
Tungurahua	Bados	Bados :	Bados	4
Tungurahua	Cevallos	Cevallos	Cevallos	4
Tungurahua	Mocha	Mocha	Mocha	4
Tungurahua	Patate	Patate	Patate	4
Tungurahua	Pelileo	Pelileo	Pelileo	4
Tungurahua	Pillaro	Pillaro	Pillaro	4
Tungurahua	Quero	Quero	Quero	4
Tungurahua	Tisaleo	Tisaleo	Tisaleo	4
Zamora Chinchipe	28 De Mayo	Yacuambi	28 De Mayo (San José De Yacuam)	2
Zamora Chinchipe	El Panguí	El Panguí	El Panguí	9
Zamora Chinchipe	Guayzimi	Nangaritza	Guayzimi	2
Zamora Chinchipe	Yantzaza	Yantzaza	Yantzaza	2
Zamora Chinchipe	Zamora	Zamora	Zamora	2
Zamora Chinchipe	Zumba	Chinchipe	Zumba	2
Zamora Chinchipe	Zumbí	Centinela Del Cóndor	Zumbí	2

2.1.1.3.- Geología local y perfiles de suelo. Coeficientes S y Cm.

2.1.1.3.1.- Los requisitos establecidos en el CEC2001 que tienen como finalidad tomar en cuenta la geología local para propósitos de diseño, son requisitos mínimos y no

substituyen los estudios de geología de detalle, los cuales son necesarios para el caso de proyectos de infraestructura y otros proyectos distintos a los de edificación.

2.1.1.3.1.1.- Las condiciones geotécnicas de los sitios o perfiles de suelo se las clasifica de acuerdo con las propiedades mecánicas del sitio, los espesores de los estratos y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Este último parámetro puede ser correlacionado con otros parámetros del suelo, como por ejemplo el número de golpes del SPT, para algunos tipos de suelo en sitios donde se disponga de las correlaciones correspondientes.

2.1.1.3.2.- Los tipos de perfiles de suelo se clasifican de la siguiente manera:

2.1.1.3.2.1.- Perfil tipo S1: Roca o suelo firme. A este grupo corresponden las rocas y los suelos endurecidos con velocidades de ondas de corte similares a las de una roca (mayor a 750 m/s), con períodos fundamentales de vibración menores a 0.20 s. se incluyen los siguientes tipos de suelo:

- a) **Roca sana o parcialmente alterada**, con resistencia a la compresión no confinada mayor o igual a 500 KPa (5 Kg/cm²).
- b) **Gravas arenosas, limosas o arcillosas, densas o secas.**
- c) **Suelos cohesivos duros con resistencia al corte en condiciones no drenadas mayores a 100 KPa (1 Kg/cm²)**, con espesores menores a 20 m y sobre yacentes a roca u otro material endurecido, con velocidad de onda de corte superior a 750 m/s.
- d) **Arenas densas con número de golpes del SPT: $N > 50$** , con espesores menores a 20 m sobreyacentes a roca u otro material endurecido con velocidad de onda de corte superior a 750 m/s.

- e) **Suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados, tobas y conglomerados con número de golpes del SPT: $N > 50$.**

2.1.1.3.2.2.- Perfil tipo S2: Suelos intermedios. Suelos con características intermedias o que no se ajustan a los perfiles de suelos tipo S1 y S3.

2.1.1.3.2.3.- Perfil tipo S3: Suelos blandos o estratos profundos. En este grupo se incluyen los perfiles de suelos blandos o estratos de gran espesor, en los que los períodos fundamentales de vibración son mayores a 0.6 s, incluyéndose los siguientes casos:

Tabla 2.3: Suelos Cohesivos.

Suelos Cohesivos	Velocidad de ondas de corte V_s (m/s)	Resistencia al Corte No Drenada S_u (KPa)	Espesor del Estrato (m)
Blandos	< 200	< 25	> 20
Semiblandos	200-400	25-50	> 25
Duros	400-750	50-100	> 40
Muy duros	> 750	100-200	> 60
Suelos Granulares	Velocidad de ondas de corte V_s (m/s)	Valores del N del SPT	Espesor del Estrato (m)
Sueltos	< 200	4-10	> 40
Semidensos	200-750	10-30	> 45
Densos	> 750	> 30	> 100

Los valores de N , V_s , y S_u son valores promedio del sitio y serán determinados según las siguientes expresiones:

$$V_s = \frac{\sum(h_i)}{\sum\left(\frac{h_i}{V_{si}}\right)}$$

$$N = \frac{\sum(h_i)}{\sum\left(\frac{h_i}{N_i}\right)}$$

$$S_u = \frac{\sum(h_i)}{\sum\left(\frac{h_i}{S_{ui}}\right)}$$

Donde:

h_i = Espesor del estrato i ,

V_{si} = Velocidad de las ondas de corte en el estrato i ,

S_{ui} = Resistencia al corte no drenada promedio del estrato i .

2.1.1.3.2.4.- Perfil tipo S4: Condiciones especiales de evaluación del suelo.- En este grupo se incluyen los siguientes tipos de suelo:

- a) Suelos con alto potencial de licuefacción, colapsibles y sensitivos.
- b) Turbas, lodos y suelos orgánicos.
- c) Rellenos colocados sin control ingenieril.
- d) Arcillas y limos de alta plasticidad ($IP > 75$).
- e) Arcillas suaves y medio duras con espesor mayor a 30 m.

Los perfiles de este grupo incluyen los suelos altamente compresibles y donde las condiciones geológicas y/o topográficas sean especialmente desfavorables, que requieran estudios geotécnicos no rutinarios para determinar sus características mecánicas.

El tipo de suelo existente en el sitio de construcción de la estructura, y por ende, el coeficiente de suelo S , se establecerán de acuerdo con lo especificado en la Tabla 2.4.

El coeficiente S se establecerá analizando el perfil que mejor se ajuste a las características locales. En los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas, se podrán utilizar los valores del perfil de suelo tipo S3.

Adicionalmente se encuentra tabulado el coeficiente C_m , relacionado con la definición del espectro del sismo de diseño establecido más adelante en este código, y que depende del perfil de suelo a utilizar.

Tabla 2.4: Coeficiente de suelo S y Coeficiente C_m

Perfil tipo	Descripción	S	C_m
S1	Roca o suelo firme	1.0	2.5
S2	Suelos intermedios	1.2	3.0
S3	Suelos blandos y estrato profundos	1.5	2.8
S4	Condiciones especiales de suelo	2.0*	2.5

(*) Este valor debe tomarse como mínimo, y no substituye los estudios de detalles necesarios para construir sobre este tipo de suelos.

2.1.1.4.- Tipo de Uso, Destino e Importancia de la Estructura. Coeficiente I.

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 2.5, y se adoptará el correspondiente factor de importancia I.

Tabla 2.5: Tipo de uso, destino e importancia de la Estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
1. Instalaciones Esenciales y / o peligrosas	Hospitales, Clínicas, Centros de Salud o de emergencia sanitaria. Estaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipo de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósitos de agua u otras sustancias anti-incendios. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
2. Estructuras de ocupación especial	Escuelas y centros de educación que albergan más de 300 personas. Todas las estructuras que albergan más de 5000 personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
3. Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

2.1.1.5.- Estructuras Regulares e Irregulares.

2.1.1.5.1.- Estructuras regulares en planta: Una estructura se considera como regular en planta, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad en planta descritas en el numeral 2.1.2.2.2.

2.1.1.5.2.- Estructuras regulares en elevación: Una estructura se considera como regular en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad en elevación descritas en el numeral 2.1.2.2.3.

2.1.1.6.- Selección del Procedimiento de Cálculo de Fuerzas Laterales.

2.1.1.6.1.- En general, una estructura puede ser calculada mediante procedimientos de cálculo de fuerzas laterales estático o dinámico. El procedimiento escogido dependerá de la configuración estructural, tanto en planta como en elevación.

2.1.1.6.2.- Para el cálculo de estructuras regulares tanto en planta como en elevación es suficiente la aplicación de procedimientos estáticos de determinación de fuerzas laterales. Para el caso de estructuras irregulares se utilizará el procedimiento de cálculo dinámico. También pueden utilizarse procedimientos alternativos de cálculo sísmico que tengan un adecuado fundamento basado en los principios establecidos por la dinámica de estructuras, llevados a cabo por profesionales especializados.

Sin embargo, para todas las estructuras la aplicación del método estático, propuesto por el CEC2001, se considerará como requisito mínimo.

2.1.2.- Determinación de las fuerzas laterales de diseño mínimas y efectos relacionados.

2.1.2.1.- Generalidades: Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Puede asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.

2.1.2.1.1.- La carga sísmica reactiva W para fines del CEC2001, representa la carga reactiva por sismo, igual a la carga muerta total de la estructura. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso.

2.1.2.1.2.- El modelo matemático de la estructura incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, así como su distribución espacial de masas y rigideces en la estructura.

2.1.2.1.2.1.- Para el caso de estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas I_{cr} de los elementos estructurales, de la siguiente manera: 0,5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y 0,8 I_g para columnas, siendo I_g el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento considerado. Para el caso de muros estructurales, los valores de inercia agrietada tomarán el valor de 0,6 I_g y se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación (para estructuras sin subsuelos) o en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo (para estructuras con subsuelos). Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada.

2.1.2.1.2.2.- Para el caso de estructuras de mampostería, el valor de la inercia agrietada a utilizar para los muros será de 0,5 I_g .

2.1.2.2.- Procedimiento de Cálculo de Fuerzas Estáticas.

2.1.2.2.1.- Cortante Basal de Diseño: El cortante basal total de diseño V , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones:

$$V_S = \frac{ZxIx C}{R x \phi_P x \phi_E} x W$$

$$C = \frac{1.25 x S^S}{T}$$

Donde:

C = No debe exceder del valor de C_m establecido en la tabla 2.4, no debe ser menor a 0,5 utilizarse para cualquier estructura.

S = Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 2.4.

R = Factor de reducción de respuesta estructural.

ϕ_P, ϕ_E = Coeficientes de configuración estructural en planta y en elevación, respectivamente.

2.1.2.2.2.- Coeficiente de configuración estructural en planta ϕ_P .

2.1.2.2.2.1.- El coeficiente ϕ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de las plantas en la estructura, descritas en la Tabla 2.6 y en la Figura 2.2. Se utilizará la expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA} * \phi_{PB}$$

Donde:

ϕ_{PA} = El mínimo valor ϕ_{Pi} , de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 2.6, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (ϕ_{Pi} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades).

ϕ_{PB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 y/o 5 en la estructura.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la Tabla 2.6, en ninguno de sus pisos, ϕ_P tomará el valor de 1.

Tabla 2.6: Coeficientes de configuración en Planta

Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	ϕ_P
1	Irregularidad torsional	0.9
	Existe irregularidad por torsión cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el apartado 4.4 del presente reglamento.	
2	Retrocesos excesivos en las esquinas	0.9
	La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.	
3	Discontinuidades en el sistema de piso	0.9
	La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos, con áreas mayores al 50 % del área total del piso o con cambios en la rigidez efectiva del piso de más del 50 %, entre niveles consecutivos.	
4	Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales	0.8
	Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.	
5	<i>Ejes estructurales no paralelos</i>	0.9
	La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	

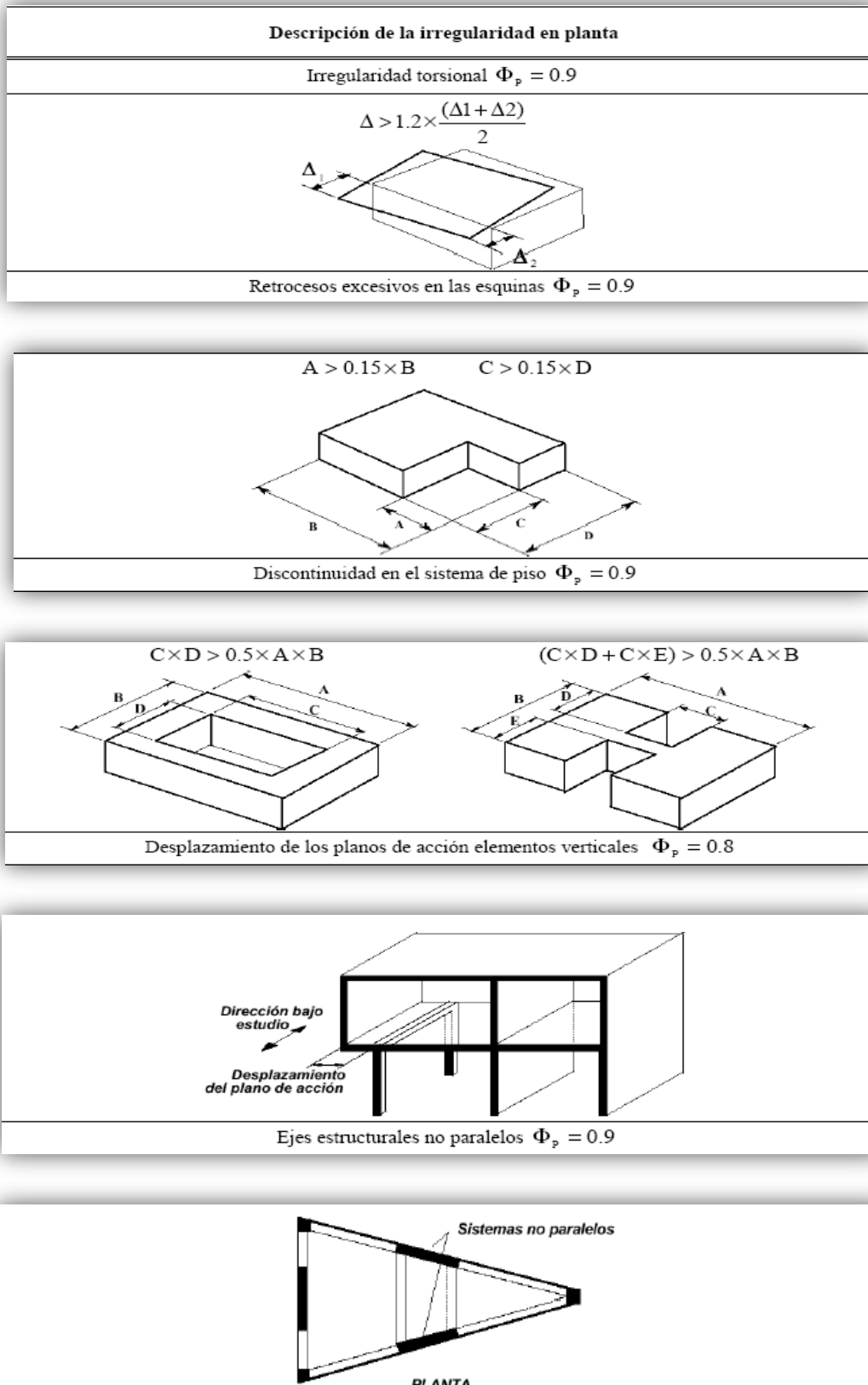


Figura 2.2: Irregularidades en Planta

La presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

2.1.2.2.3.- Coeficiente de configuración estructural en elevación.

2.1.2.2.3.1.- El coeficiente ϕ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la Tabla 2.7 y en la Figura 2.3. Se utilizará la expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB} \times \phi_{EC}$$

Donde:

ϕ_{EA} = El mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 2.7, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 y/o 5 (ϕ_E cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las dos irregularidades).

ϕ_{EB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y / o 3 en la estructura.

ϕ_{EC} = Se establece para cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 4 en la estructura.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 2.7, en ninguno de sus niveles, ϕ_E tomará el valor de 1.

Adicionalmente, se debe tomar en cuenta que, cuando la deriva máxima de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso inmediato superior, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1, 2, ó 3.

Tabla 2.7: Coeficientes de configuración en Elevación

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_E
1	Piso flexible (irregularidad en rigidez)	0.9
	La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70 por ciento de la rigidez lateral del piso superior, o menor que el 80 por ciento del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	
2	Irregularidad en la distribución de las masas	0.9
	La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, exceptuando el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso inferior.	
3	Irregularidad geométrica	0.9
	La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	
4	Desalineamientos de ejes verticales	0.8
	La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	
5	Piso débil Discontinuidad en la resistencia	0.8
	La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor del 70 por ciento de la del piso inmediatamente superior, (entendiéndose la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	

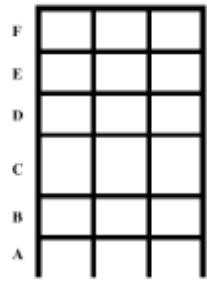
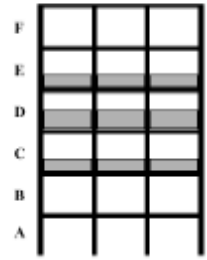
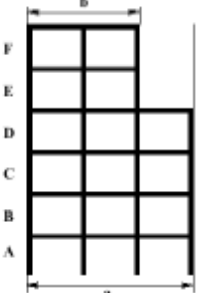
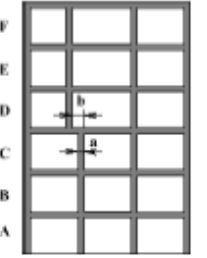
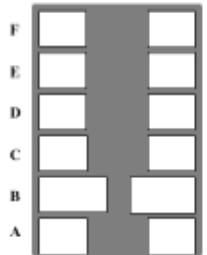
Descripción de la irregularidad en altura	
<p>Piso Flexible $\Phi_E = 0.9$</p> <p>Rigidez $K_C < 0.70 \times K_D$</p> <p>o</p> <p>Rigidez $K_C < 0.80 \times \frac{K_D + K_E + K_F}{3}$</p>	
<p>Distribución de Masas $\Phi_E = 0.9$</p> <p>$m_D > 1.50 \times m_B$</p> <p>o</p> <p>$m_D > 1.50 \times m_C$</p>	
<p>Irregularidad Geométrica $\Phi_E = 0.9$</p> <p>$a > 1.30 \times b$</p>	
<p>Desalineamientos Verticales $\Phi_E = 0.8$</p> <p>$b > a$</p>	
<p>Piso Débil $\Phi_E = 0.8$</p> <p>Resistencia</p> <p>Piso B < Piso C</p>	

Figura 2.3: Irregularidades en Elevación

2.1.2.2.4.- Periodo de vibración T: El valor de T será determinado a partir de uno de los métodos descritos a continuación:

2.1.2.2.4.1.- Método 1 Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t * (H_n)^{\frac{3}{4}}$$

Donde:

H_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

$C_t = 0,09$ para pórticos de acero.

$C_t = 0,08$ para pórticos espaciales de hormigón armado.

$C_t = 0,06$ para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales y para otras estructuras.

2.1.2.2.4.2.- Método 2 El periodo fundamental T puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n (w_i * \partial_i^2))}{[(g * \sum_{i=1}^n (f_i * \partial_i^2))]}}$$

Donde:

f_i = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales, de acuerdo con los principios descritos más adelante, o cualquiera otra distribución racional.

∂_i = Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .

El valor de T así calculado no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1.

2.1.2.2.5.- Factor de reducción de resistencia sísmica R.

2.1.2.2.5.1.- El factor R a utilizarse en el cálculo del cortante basal aplicado a una estructura de edificación, en cualquiera de las direcciones de cálculo adoptadas, se escogerá de la Tabla 2.8, tomándose el menor de los valores para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la tabla. Para otro tipo de estructuras diferentes a las de edificación, se deberá cumplir con los requisitos establecidos en la sección 7 del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC2001).

El valor de R podrá aplicarse en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo-resistente acordes con la filosofía de diseño del presente código.

Tabla 2.8: Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Sistema Estructural	R
Sistemas Estructurales de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de estructura de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas Estructurales de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de estructura de acero laminado en caliente.	10
Sistemas Estructurales de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas Estructurales de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas Estructurales de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras.*	9
Sistemas Estructurales de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos conformados en frío. Estructuras de aluminio	7
Estructuras de madera.	7
Estructuras de mampostería reforzada.	5
Estructuras de tierra reforzada o confinada	3

*** Cuando se utilizan diagonales, se verificará que los elementos de tensión cedan antes que los elementos de compresión.**

2.1.2.3.- Distribución Vertical de Fuerzas Laterales.

2.1.2.3.1.- En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = F_t * \sum_{i=1}^N F_i$$

$$F_t = 0.07 * T * V$$

Donde:

F_t = La fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.

N = Número de pisos de la estructura.

T = El periodo utilizado para el cálculo del cortante basal total V .

Sin embargo, F_t no necesita exceder el valor de $0,25 V$, y puede considerarse nulo cuando T es menor o igual a $0,7$ seg. La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel n , de acuerdo con la expresión:

$$F_x = \frac{(V - F_t) * w_x * h_x}{\sum_{i=1}^n (w_i * h_i)}$$

Donde:

F_x = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.

w_i = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

Las acciones y deformaciones en cada elemento estructural deben calcularse como resultado del efecto de las fuerzas F_x , y F_t , aplicadas en los niveles apropiados de la estructura sobre su base.

2.1.2.4.- Distribución Horizontal del Cortante.

2.1.2.4.1.- El cortante de piso V_x , en cualquier piso x , es la suma de las fuerzas F_t , y F_x sobre ese piso. V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso.

2.1.2.4.2.- La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

2.1.2.4.3.- En el caso de que la estructura presente un sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición.

2.1.2.5.- Momentos Torsionales Horizontales.

2.1.2.5.1.- El momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental (asumiendo el centro de masas desplazado, como se especificó en el numeral 2.1.2.4.2).

2.1.2.5.2.- Cuando existe irregularidad torsional, como se definió en el numeral correspondiente a irregularidad en planta, los efectos deben ser considerados

incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación A_x , calculado con la expresión:

$$A_x = \left[\frac{\partial_{max}}{1.2 * \partial_{prom}} \right]^2$$

Donde:

∂_{prom} = Promedio de los desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

∂_{max} = Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

El valor de A_x no necesita ser mayor que 3,0.

2.1.2.6.- Volcamiento.

2.1.2.6.1.- Toda estructura debe ser diseñada para resistir los efectos de volcamiento causados por las fuerzas sísmicas especificadas en el CEC2001. En cualquier nivel, los momentos de volcamiento a ser resistidos deben determinarse utilizando las fuerzas sísmicas (F_t , y F_x), las cuales actúan en los niveles sobre el piso considerado. En cualquier nivel, los cambios incrementales de los momentos de volcamiento de diseño deben ser distribuidos hacia los diferentes elementos resistentes. Los efectos de volcamiento en cada elemento deben transmitirse hacia la cimentación.

2.1.2.7.- Efectos P- Δ .

2.1.2.7.1.- Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, y que deben considerarse en la evaluación de la estabilidad estructural global y en el diseño mismo de la estructura. Los

efectos P- Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad Q_i , es menor a 0,10.

2.1.2.7.2.- El índice de estabilidad, para el piso i y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i}$$

Donde:

Q_i = índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i = Es la suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i .

Δ_i = Es la deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i = El cortante sísmico del piso.

h_i = La altura del piso considerado.

2.1.2.7.3.- El índice de estabilidad de cualquier piso, Q_i , no debe exceder el valor de 0,30. Cuando Q_i es mayor que 0,30; la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sismo resistente establecidos en las normativas de diseño en hormigón armado, estructuras metálicas, madera o mampostería, acordes con la filosofía de diseño del presente código.

2.1.2.7.4.- Para considerar el efecto P- Δ en la dirección bajo estudio, y cuando se cumple que $0,1 < Q_i < 0,3$, tanto las derivas de piso calculadas, ΔE_i , como las fuerzas internas y los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación

de las cargas laterales de diseño, se multiplicarán por un factor de mayoración $f_{P-\Delta}$ determinado por:

$$f_{P-\Delta} = \left(\frac{1}{1-Q_i} \right)$$

2.1.2.8.- Límites de la Deriva de Piso.

2.1.2.8.1.- Generalidades: Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos ΔM de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño estáticas (ΔE), para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico estático de la estructura. Pueden también calcularse mediante un análisis dinámico, como se especifica en la sección correspondiente de este código. El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales, y los efectos P- Δ . Adicionalmente en el caso de pórticos con estructura metálica, debe considerarse la contribución de las deformaciones de las zonas de conexiones a la deriva total de piso.

2.1.2.8.2.- Límites de la deriva.

El valor de ΔM debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = R * \Delta_E$$

No pudiendo ΔM superar los valores establecidos en la Tabla 2.9.

Tabla 2.9: Valores de ΔM máximos, como fracción de la altura de piso

Estructuras de:	ΔM máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera.	0.020
De mampostería.	0.10

2.1.2.8.3.- Las fuerzas laterales utilizadas para el cálculo de las derivas de piso deben obtenerse a partir del coeficiente C de la expresión del cortante basal, calculado sin tomar en cuenta el límite inferior del valor de C, ni las limitantes del Método 2 de determinación del valor de T.

2.1.2.9.- Componentes Verticales del Sismo de Diseño.

2.1.2.9.1.- De existir voladizos horizontales en las estructuras, éstos se diseñarán para una fuerza neta vertical reversible F_v expresada por

$$F_V = \frac{2}{3} * Z * I * C_m * W_p$$

Donde:

W_p = El peso que actúa en el voladizo.

2.1.2.10- Procedimiento Dinámico de Cálculo de Fuerzas.

2.1.2.10.1- Generalidades: Cuando se utilicen procedimientos de cálculo dinámico, éstos deberán cumplir con los criterios establecidos en el CEC2001. La base del análisis constituirá una representación apropiada de la acción sísmica, de conformidad con los principios de la dinámica estructural, tal como se describe en el CEC2001.

2.1.2.10.2.- Para estructuras de edificación, la acción sísmica utilizada debe representar, como mínimo, a un sismo con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, sin la aplicación del factor de reducción de respuesta R, y puede ser una de las siguientes:

2.1.2.10.2.1.- El espectro de respuesta elástico normalizado proporcionado en la Figura 2.4, consistente con el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de la tabla 2.4.

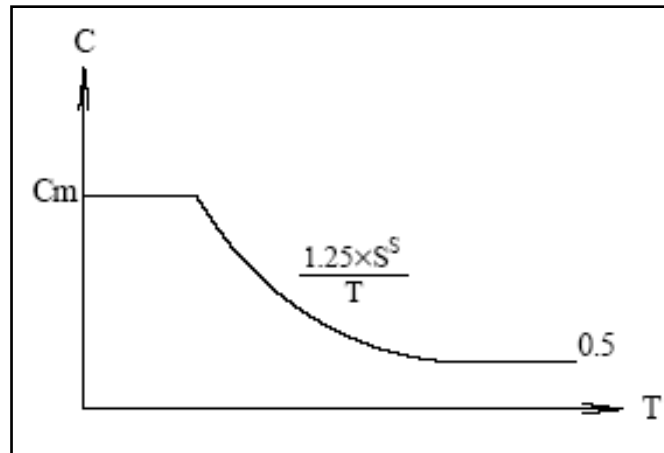


Figura 2.4: Espectro sísmico elástico del presente reglamento, que representa el sismo de diseño

2.1.2.10.2.2.- Un espectro de respuesta elástico obtenido para un sitio específico, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local. El espectro debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0,05; a menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida para el sitio.

2.1.2.10.2.3.- Acelerogramas desarrollados para el sitio específico que sean representativos de los terremotos reales esperados en la zona. Los espectros de respuesta de tales acelerogramas, tanto individualmente como su combinación, deben aproximarse al espectro de respuesta descrito en el numeral 6.11.2.1 del CEC2001. Para estructuras localizadas en el perfil de suelo tipo S4, se debe tomar en cuenta la posible amplificación de la respuesta de la estructura, debido a los efectos de interacción suelo-estructura.

La componente vertical del sismo puede definirse mediante el escalamiento de la componente horizontal de la aceleración por un factor de $2/3$.

2.1.2.10.3.- Modelo Matemático: El modelo matemático de la estructura incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, así como también la distribución espacial de las masas y rigideces en la estructura, con una aproximación tal

que sea capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico. Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional. Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas I_{cr} de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas.

2.1.2.10.4.- Descripción de los Procedimientos de Análisis.

2.1.2.10.4.1.- Análisis dinámico espectral: Constituye un análisis dinámico elástico de la estructura, que utiliza la máxima respuesta de todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. Las respuestas modales máximas son calculadas utilizando las ordenadas de un espectro de respuesta apropiado, que corresponden a los periodos de los modos de vibración. Las contribuciones modales máximas son combinadas de una forma estadística para obtener una aproximación de la respuesta estructural total.

2.1.2.10.4.2.- Análisis paso a paso en el tiempo: Constituye un análisis de la respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo, cuando la base de la misma está sujeta a un acelerogramas específico.

2.1.2.10.5.- Análisis Dinámico Espectral.

2.1.2.10.5.1.- Representación del espectro de respuesta e interpretación de resultados: Los parámetros de respuesta, incluyendo fuerzas, momentos y desplazamientos, obtenidos mediante la utilización de un espectro de respuesta elástico que cumple con los requisitos descritos en el numeral correspondiente a la definición de la acción sísmica, se describirán como parámetros de respuesta elástica. Los parámetros de respuesta elástica pueden ser reducidos de acuerdo con el numeral 6.11.5.4 del CEC2001.

2.1.2.10.5.2.- Número de modos: El requerimiento de que se utilicen en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, puede satisfacerse al utilizar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

2.1.2.10.5.3.- Combinación de modos: Las fuerzas máximas en elementos, los desplazamientos, cortantes de piso, fuerzas cortantes y reacciones máximas para cada modo, se combinarán utilizando métodos reconocidos por la dinámica estructural. Cuando se utilicen modelos tri-dimensionales, los efectos de interacción modal deben ser considerados cuando se combinen los valores modales máximos.

2.1.2.10.5.4.- Reducción de los parámetros de respuesta elástica para diseño: Los parámetros de respuesta elástica pueden ser reducidos para propósitos de diseño, con el limitante de que en ningún caso podrán reducirse los parámetros de respuesta elástica a valores tales que el cortante basal de diseño correspondiente sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido por R. El valor de R debe obtenerse de la Tabla 2.8 y podrá ser aplicado en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo resistente acordes con la filosofía de diseño del presente código.

2.1.2.10.5.5.- Efectos direccionales: Los efectos direccionales de las componentes horizontales de los sismos se deben tomar en cuenta de igual forma a la descrita para el método estático. Cuando existe la presencia de voladizos horizontales, los efectos de la componente vertical de los sismos debe considerarse de similar manera a la descrita en el método estático. Alternativamente, la respuesta dinámica vertical puede calcularse utilizando métodos dinámicos; sin embargo, en ningún caso la respuesta utilizada para diseño será menor que la obtenida aplicando el método estático.

2.1.2.10.5.6.- Torsión: El análisis deberá considerar los efectos torsionales, incluyendo los efectos debidos a la torsión accidental especificados para el caso del análisis estático. Cuando se utilizan modelos tridimensionales en el análisis, los efectos de la torsión accidental deben considerarse, mediante una apropiada re-localización de las masas, o mediante la aplicación de los procedimientos estáticos equivalentes descritos en la sección correspondiente al análisis estático de este código.

2.1.3.- Carga Viva de Diseño.

Para la carga viva de diseño se hace referencia a la tabla 4.1 del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC2001).

Tabla 2.10: Cargas uniformes y concentradas.

USO U OCUPACIÓN		CARGA UNIFORME (Kg/m ²)	CARGA CONCENTRADA (Kg)
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN		
Armerías		750	0
Áreas de reuniones (4), Auditorios y galerías	Áreas de asientos fijos	250	0
	Áreas de asientos móviles y otras áreas	500	0
	Escenarios y plataformas	600	0
Cornisas, marquesinas y balcones de residencias		300	0
Facilidades de salida públicas (5)		500	0
Garajes	Almacenaje general y/o reparación	500	(3)
	Almacenaje particular	250	(3)
Hospitales	Salas y cuartos	200	450 (2)
Bibliotecas	Salas de lectura	300	450 (2)
	Cuartos de anaqueles	600	700 (2)

Fábricas	Livianas	400	900 (2)
	Pesadas	600	1400 (2)
Oficinas		250	900 (2)
Imprentas	Cuartos de impresión	750	1200 (2)
	Cuartos de composición y linotipos	500	900 (2)
Residencias (6)		200	0
Salas de descanso (7) Plataformas de revisión, Grandes tribunas y Graderíos		500	0
Escuelas	Aulas	200	450 (2)
Veredas y calzadas	Acceso público	1200	(3)
Bodegas	Livianas	600	
	Pesadas	1200	
Almacenes	Minoristas	400	900 (2)
	Mayoristas	500	1400 (2)

NOTAS:

Las notas a continuación se refieren al Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC2001).

(1).- Véase el Capítulo 6 para reducciones de la carga viva.

(2).- Véase la Sección 4.3.1 para área de aplicación de la carga.

(3).- Véase las Secciones 4.3.2 y 4.3.3 para cargas concentradas.

(4).- Las áreas de reuniones incluyen ocupaciones como: salones de baile, salas de entrenamiento, gimnasios, plazas, terrazas y ocupaciones similares que generalmente son accesibles al público.

(5).- Las facilidades de salida incluyen usos como: corredores, balcones de salida exterior, escaleras, escapes de incendios y usos similares.

(6).- Las ocupaciones residenciales incluyen habitaciones privadas: apartamentos y cuartos de huéspedes de hoteles.

(7).- Las cargas de las salas de descanso no deben ser menores que la carga para la ocupación con la cual estén asociadas, pero no necesitan exceder de 250 Kg/m².

2.1.4.- Predimensionamiento de Elementos Estructurales según el ACI 318-99 y CEC2001.

Para el predimensionamiento de los elementos de la estructura se utilizarán las fórmulas propuestas por el código ACI 318-99:

2.1.4.1.- Losas.

2.1.4.1.1.- Losas Unidireccionales.

Para nuestro diseño trabajaremos con losas unidireccionales para lo cual utilizamos la Tabla 9.5 (a) del código ACI 318-99 que se refiere a losas reforzadas en una dirección.

Tabla 2.11: Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen deflexiones

Espesor mínimo, h				
ELEMENTOS	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

2.1.3.2.- Vigas Unidireccionales.

En la tabla 9.5 (a) del código ACI 318-99 también encontramos el espesor mínimo para vigas no preesforzadas en una dirección:

2.2.- Obtención de Información.

El análisis y diseño del modelo de la estructura se lo realizará mediante la interfaz gráfica del ETABS v9.0.

ETABS v9.0 nos permite incluir las siguientes características que presenta nuestra estructura:

- Las propiedades de los materiales.
- Elementos de Estructura que representan vigas, columnas.
- Elementos Slab o Deck Sections que representan losas.
- Nudos que representan conexiones de elementos.
- Los Vínculos o resortes que apoyan a los nudos.
- Cargas que incluso incluyen el peso-propio; cargas vivas, sísmicas y otras.

- Después de que el ETABS v9.0 analiza la estructura, el modelo también incluye desplazamientos, esfuerzos y reacciones debido a las cargas.

2.2.1.- Modelo de la Estructura en ETABS v9.0

A continuación se detalla el procedimiento para la elaboración de un modelo estructural.

2.2.1.1.- Iniciar ETABS.

Al iniciar el programa vemos una pantalla con recomendaciones sobre el uso del mismo.

Damos clic en OK para continuar con la pantalla principal del ETABS.

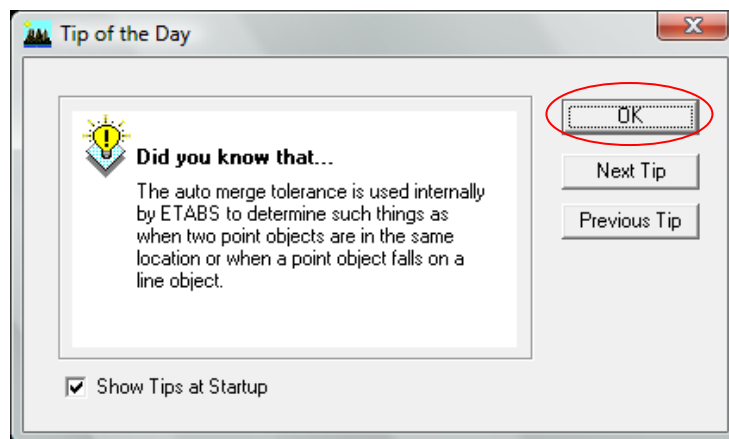


Figura 2.5: Pantalla con recomendaciones

2.2.1.2.- Pantalla Principal de ETABS.

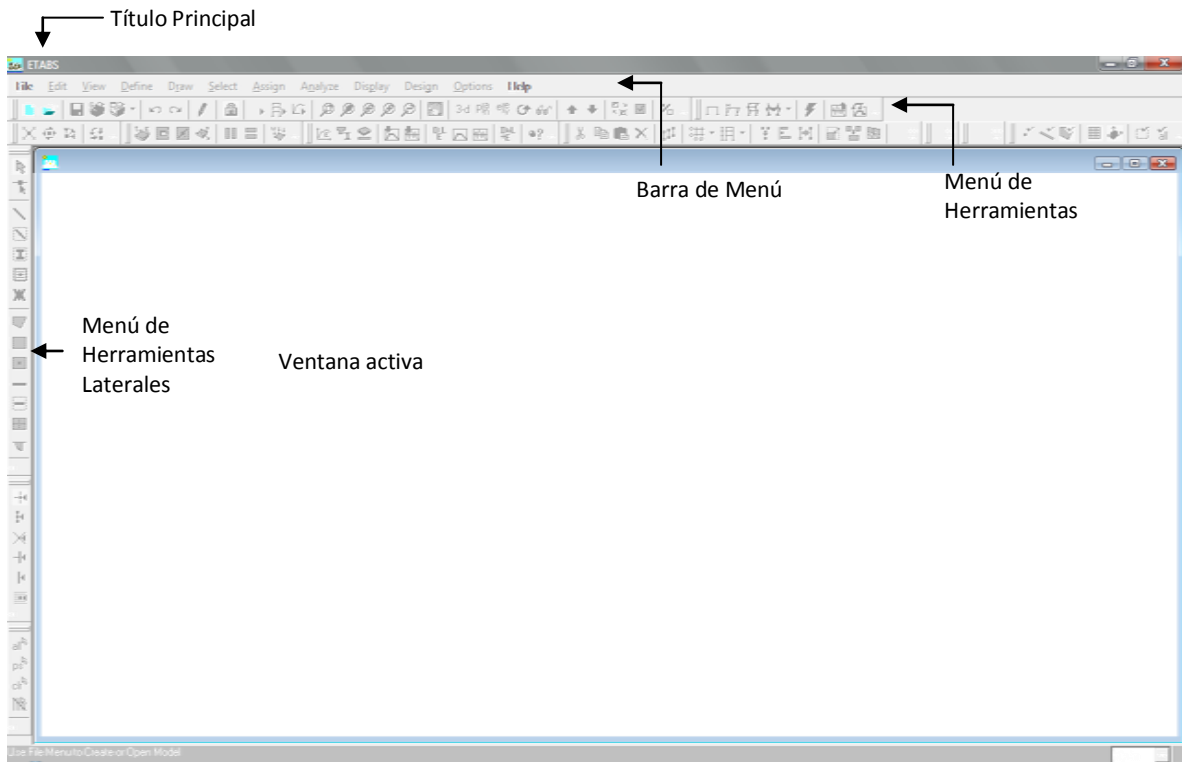


Figura 2.6: Pantalla Principal

2.2.1.3.- Definir Unidades.

Es importante definir las unidades en las que se va a modelar la estructura, para nuestro caso trabajaremos en Ton, m. Esta opción se encuentra en la parte inferior derecha de la pantalla principal como se muestra a continuación:

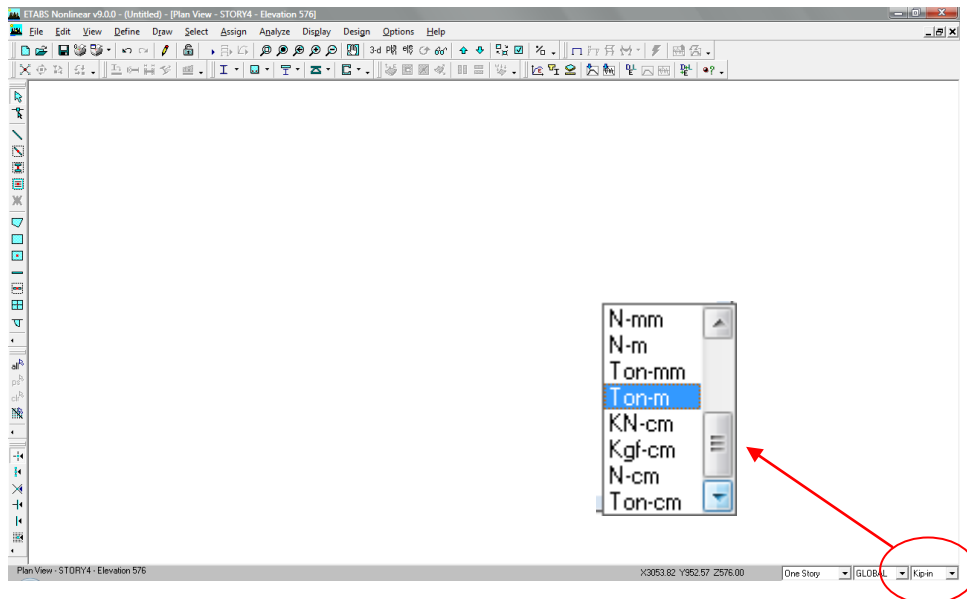



Figura 2.7: Cambio Unidades

2.2.1.4.- Crear un Nuevo Modelo.

En el Menú Principal abrimos la opción “**File**” y seleccionamos  **New Model...** . Esta opción nos lleva a una ventana que nos permite elegir si deseamos abrir un modelo existente ó crear uno nuevo como se muestra a continuación:

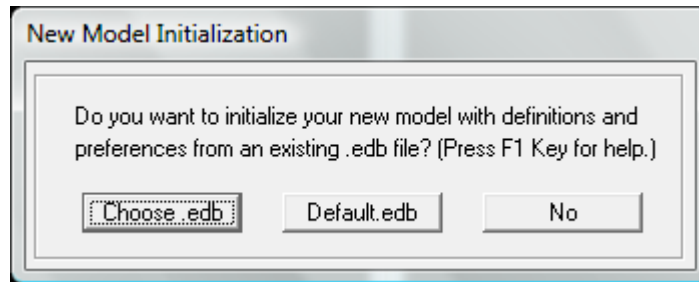
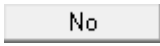


Figura 2.8: Ventana para crear o abrir un modelo

2.2.1.4.1.- Seleccionamos la opción  para crear nuestro propio modelo, esto nos llevará la siguiente pantalla donde podemos definir el número de ejes en sentido X, sentido Y, número de pisos, tipo de estructura, etc.

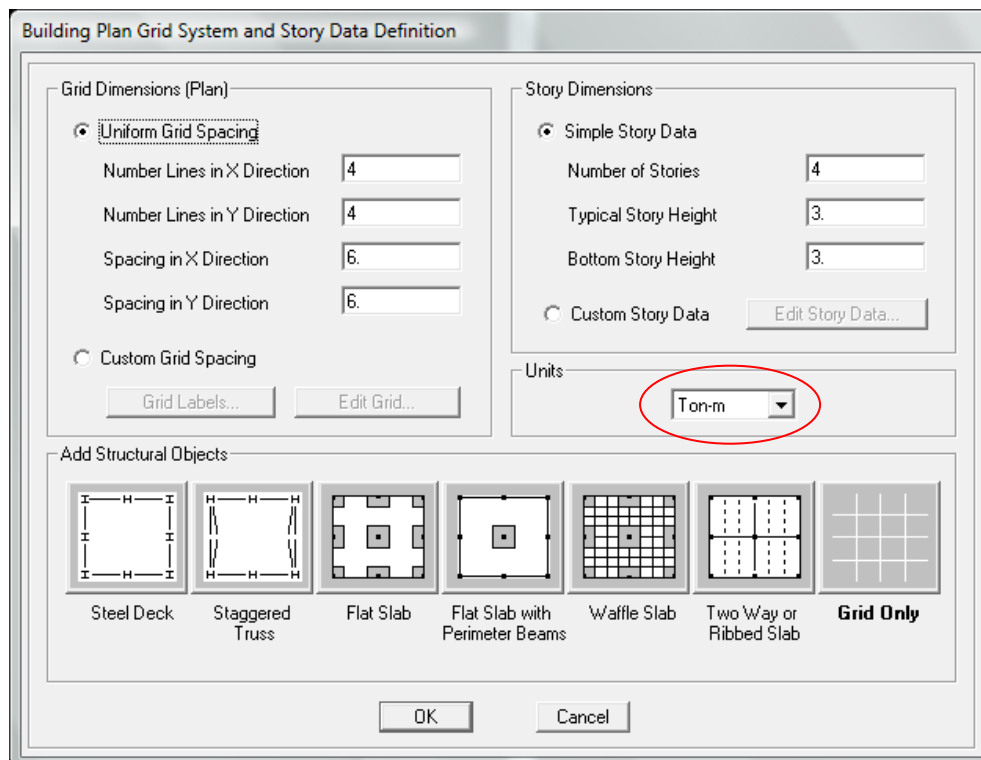


Figura 2.9: Pantalla para definir la Grilla

2.2.1.4.2.- Escogemos el tipo de estructura en el recuadro “Add Structural Objects”, para nuestro caso seleccionamos “Grid Only”.

2.2.1.4.3.- En el recuadro “Grid Dimensions” podemos definir el número de ejes en sentido X y Y, pero si deseamos tener una mejor visión del modelo podemos activar la opción “Custom Grid Spacing” y escoger “Edit Grid...”, lo que nos lleva a la siguiente pantalla:

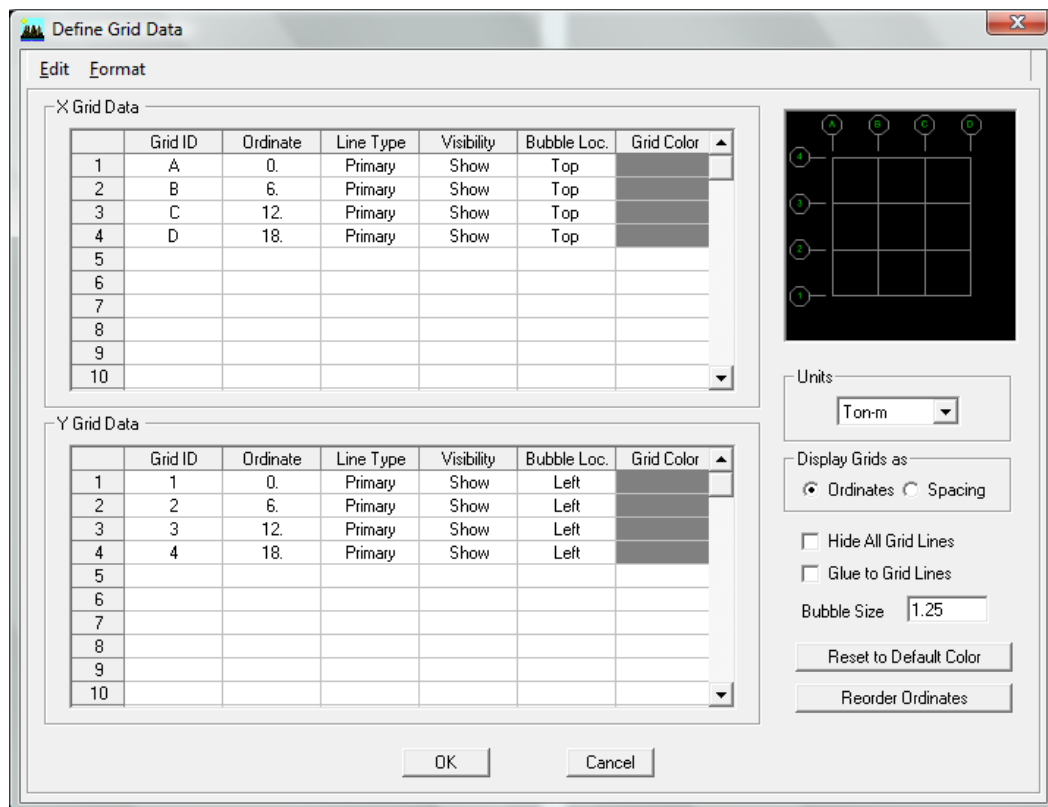


Figura 2.10: Pantalla para definir ejes en el plano XY

Podemos definir si los cambios los hacemos por espacios o coordenadas, esto lo vemos en la opción “Display Grids as”.

2.2.1.4.4- En el recuadro “Story Dimensions” podemos definir el número de pisos, pero si deseamos tener una mejor visión del modelo podemos activar la opción “Custom Story Data” y escoger “Edit Story Data...”, lo que nos lleva a la siguiente pantalla:

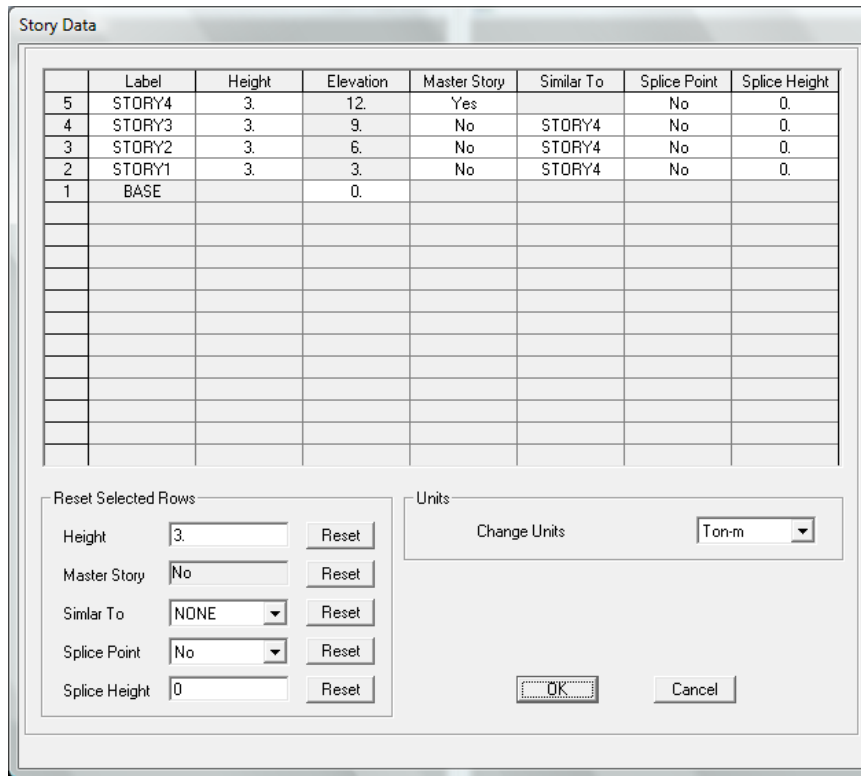


Figura 2.11: Ventana para definir niveles de entropiso

2.2.1.5.- Redefinir Luces o Geometría.

Damos clic derecho en la pantalla principal del ETABS y seleccionamos la opción “**Edit Grid Data...**”. Esto nos lleva a la pantalla que se muestra a continuación:

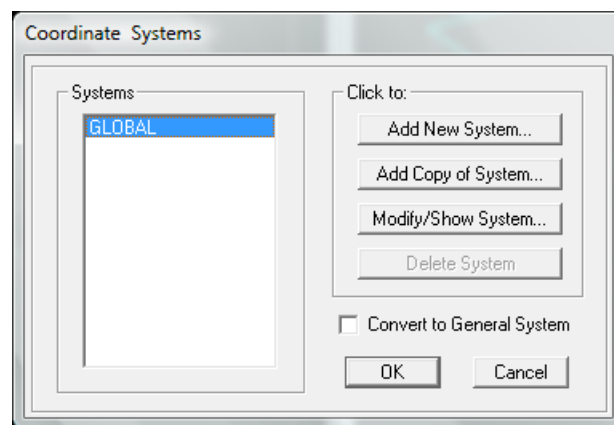


Figura 2.12: Pantalla para acceder a modificar la grilla

2.2.1.5.1.- Damos clic en la opción “**Modify/Show System...**”. Esta opción nos lleva a la siguiente pantalla donde podemos modificar la geometría del modelo.

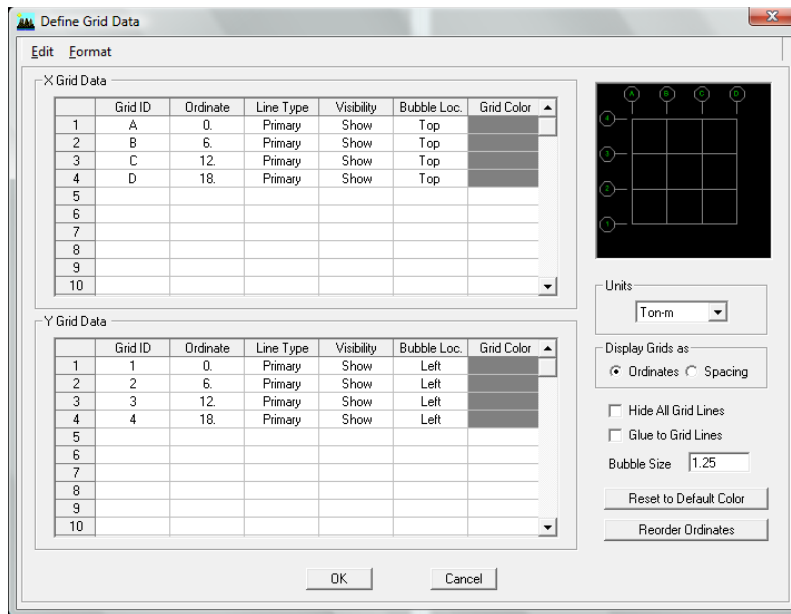


Figura 2.13: Redefinir grilla

2.2.1.5.2.- Damos clic derecho en la pantalla principal del ETABS y seleccionamos la opción “**Edit Story Data...**”. Esto nos lleva a la pantalla que se muestra a continuación donde podemos modificar las dimensiones de entre piso.

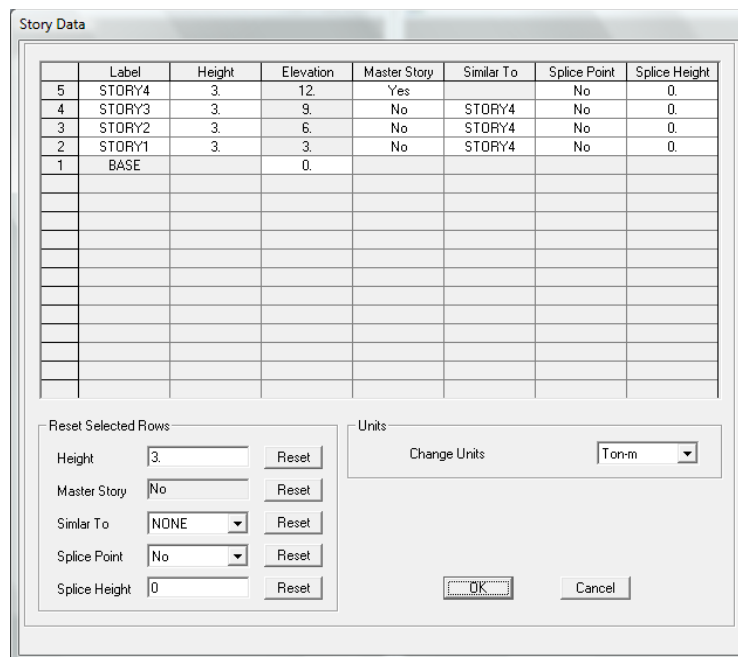


Figura 2.14: Redefinir elevación

2.2.1.5.3.- También podemos insertar o eliminar un piso abriendo en el Menú Principal la opción “File” y seleccionamos “Edit Story Data” como se muestra en la pantalla a continuación:

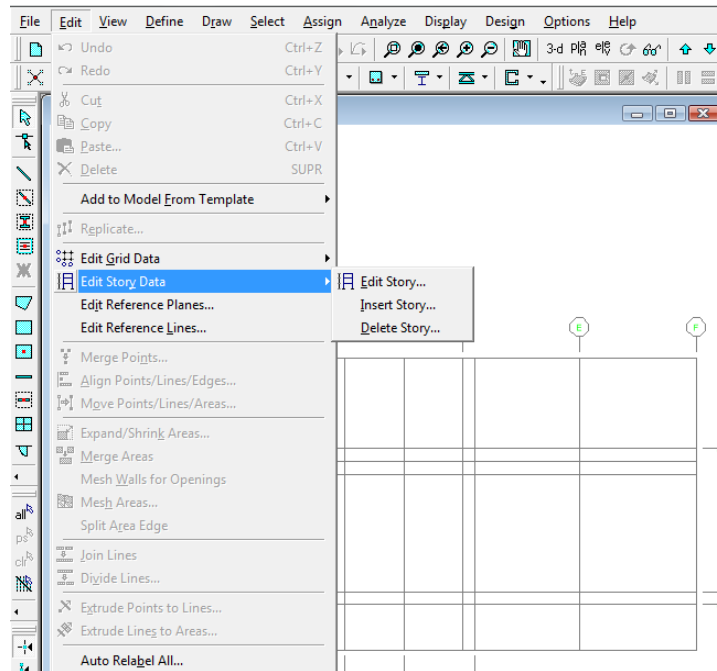


Figura 2.15: Secuencia para editar elevación

2.2.1.6.- Definición de Materiales.

Para definir el material a utilizarse en el Menú Principal abrimos la opción “Define” y seleccionamos **Material Properties...**. Esta opción nos llevará a la ventana que se muestra a continuación:

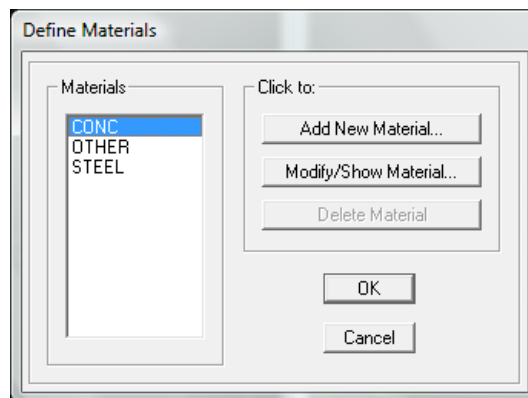


Figura 2.16: Pantalla para definir materiales

2.2.1.6.1- Definimos el tipo de material a utilizarse, para nuestro caso Hormigón Armado (CONC). A continuación damos clic en la opción “**Add New Material...**” y en la pantalla que se despliega definimos las características del material. Por ejemplo definamos un Hormigón de 240 Kg/cm².


Material Property Data	
Material Name	HORM240
Display Color	Color [Blue Swatch]
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Type of Design	Design [Concrete]
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	0.2448
Weight per unit Volume	2.4026
Modulus of Elasticity	2339281.94
Poisson's Ratio	0.1667
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	1002520.76
Design Property Data (ACI 318-99)	
Specified Conc Comp Strength, f'c	2400
Bending Reinf. Yield Stress, fy	42000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	42000
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	
[OK] [Cancel]	

Figura 2.17: Pantalla para definir propiedades del material

2.2.1.7.- Definición de Secciones.

Para el predimensionamiento de los elementos de la estructura se utilizarán las fórmulas propuestas por el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC2001 y el ACI 318-99.

2.2.1.7.1.- Abrimos en el menú principal la opción “**Define**” y seleccionamos

 **Frame Sections...** donde se despliega la siguiente pantalla:

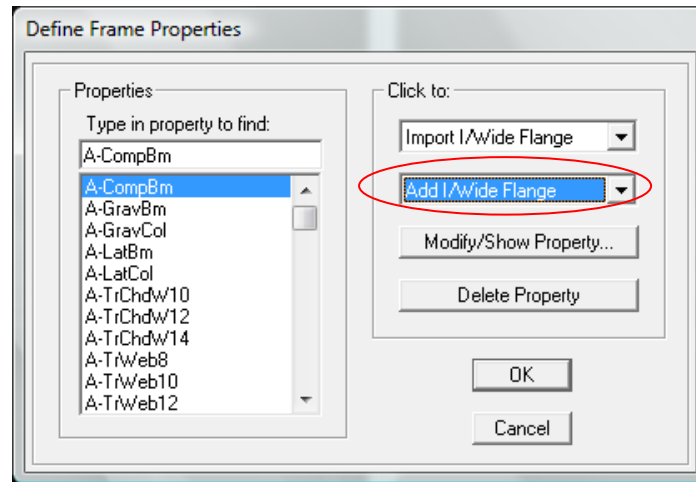


Figura 2.18: Pantalla para crear o modificar una sección

2.2.1.7.2.- Desplegamos la pestaña donde se lee **“Add/Wide Flange”** y escogemos la sección tipo que necesitamos.

Ejemplo1

Vamos a seguir paso a paso el procedimiento para crear una columna rectangular de (30 X 40) cm. (b x h):

Paso1: En la pantalla **“Define Frame Properties”** desplegamos la pestaña donde se lee **“Add/Wide Flange”** y escogemos la opción **“Add Rectangular”** como se muestra en la siguiente pantalla:

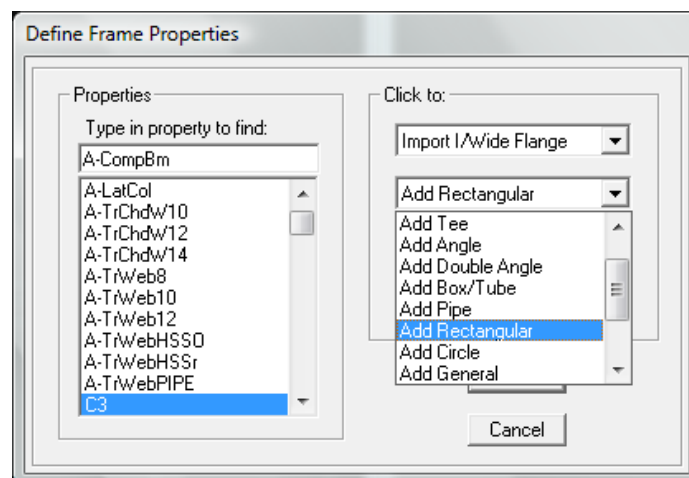


Figura 2.19: Selección de sección

Paso 2: En la pantalla que se despliega a continuación podemos definir las características de nuestra sección a la que llamaremos COLUMNA30X40.

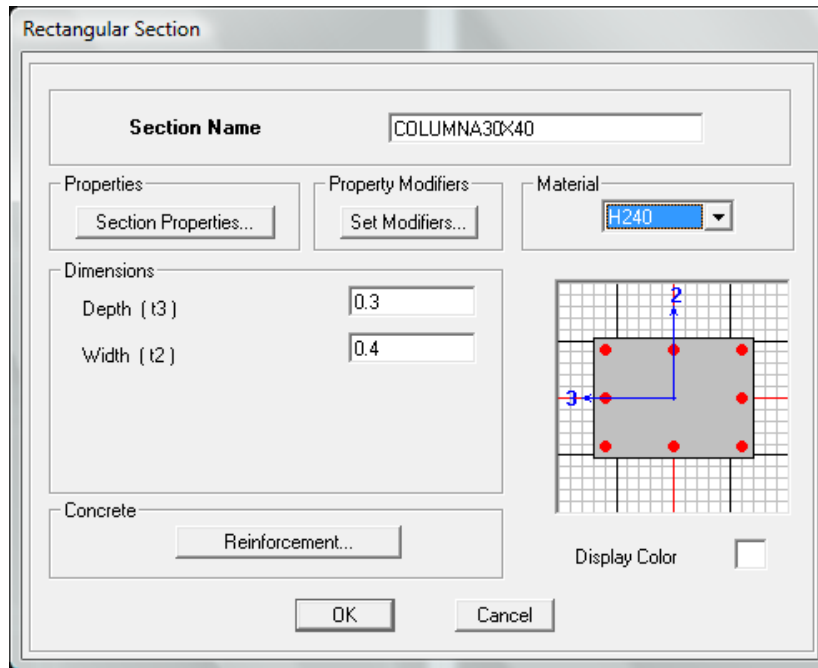


Figura 2.20: Pantalla para definir propiedades de la sección

Paso 3: Es muy importante definir si se va a trabajar con inercias agrietadas, que es lo que recomienda el CEC2001, el cual indica que se reduce el 50% en las vigas y el 80% para columnas. Esto lo podemos hacer en la opción: “Set Modifiers...”.

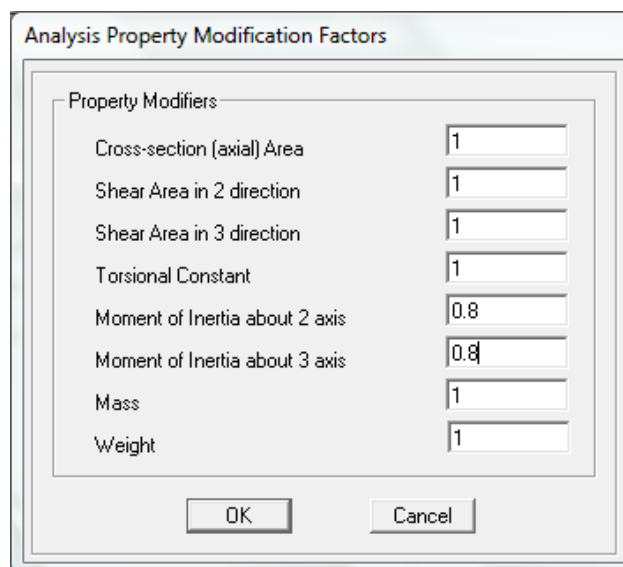


Figura 2.21: Modificar Factores de Inercias

Paso 4: Definimos el material desplegando la pestaña en la sección “Material”.

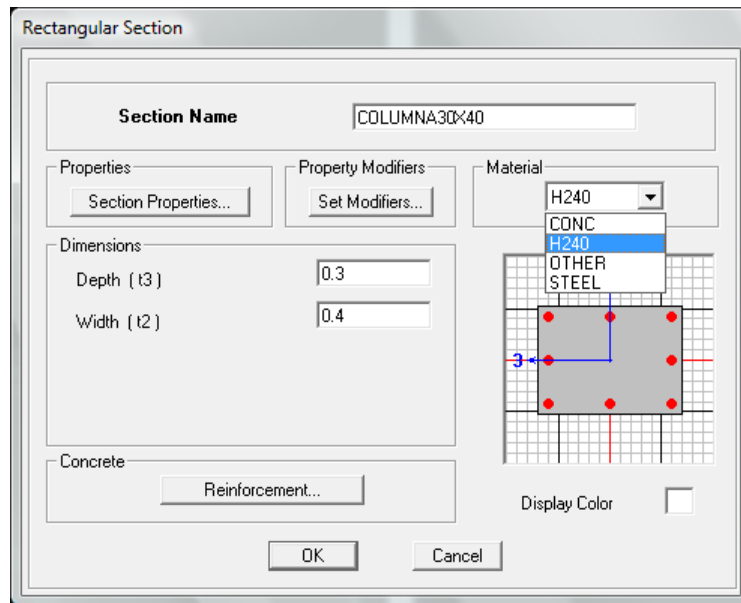


Figura 2.22: Asignación de Material.

Paso 5: En el recuadro “Concrete” damos clic en la opción “Reinforcement...” donde podemos establecer las características como: tipo de elemento, configuración del refuerzo, tipo de refuerzo lateral, refuerzo rectangular como se muestra en la pantalla a continuación:

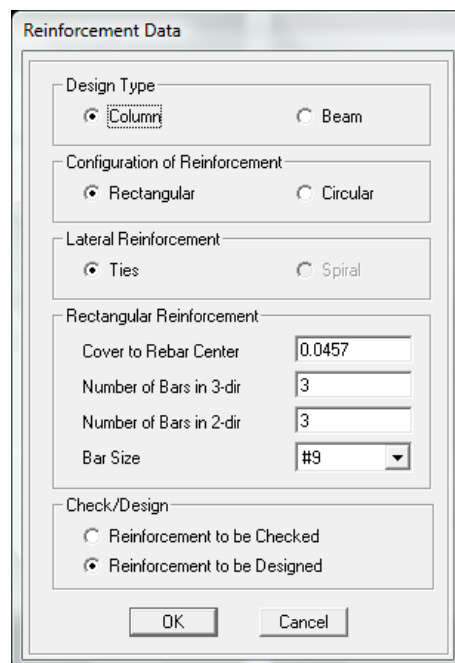
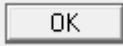


Figura 2.23: Propiedades de Refuerzo

Damos clic en  y nuestra columna esta creada como podemos ver en la lista de la pantalla **“Define Frame Properties”**.

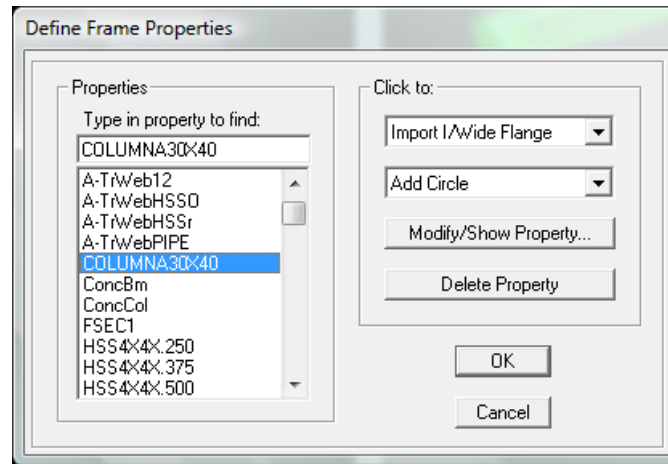

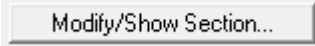


Figura 2.24: Listado de Secciones

2.2.1.7.3.- Hemos considerado una losa alivianada de 25 cm de altura por tal motivo dibujamos los nervios en sentido X y en sentido Y con una sección transversal de 10X25 cm. Para la transmisión de cargas a las vigas se utilizo un elemento llamado loseta. Todo esto para el caso del modelo en Hormigón Armado, pero para los demás modelos consideraremos elementos tipo membrana y deck metálico.

2.2.1.7.3.1- Para definir la sección loseta abrimos en el menú principal la opción **“Define”** y seleccionamos  **Wall/Slab/Deck Sections...**. En la pantalla que a continuación

se muestra activamos la opción SLAB y damos clic en .

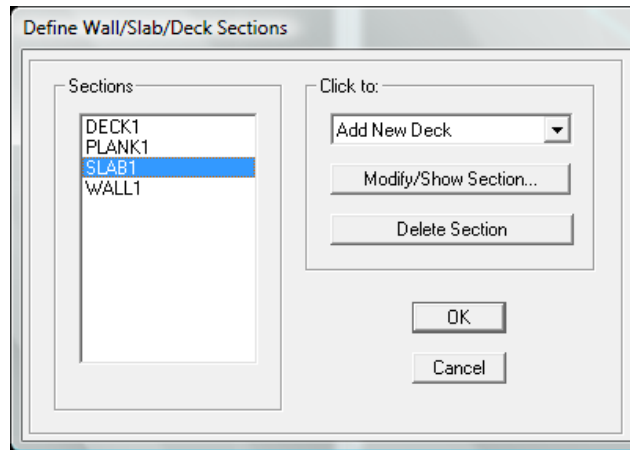


Figura 2.25: Pantalla para definir secciones de losa

2.2.1.7.3.2.- A continuación se despliega la pantalla **“Wall/Slab Section”** donde podemos definir el material del elemento, tipo de elemento, etc. Es importante definir la loseta como membrana para que de esta manera las cargas se repartan a la viga de forma correcta, evitando así que la loseta absorba los esfuerzos de flexión.

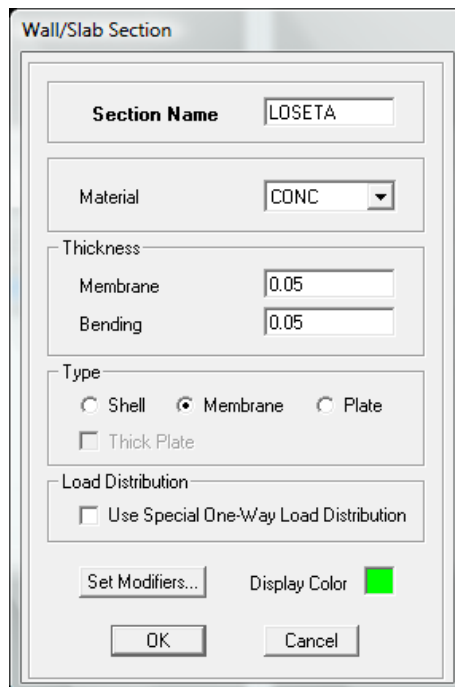



Figura 2.26: Propiedades de la sección tipo losa

Finalmente damos clic en .

2.2.1.8.- Trazar la Estructura.

Una vez definidas las secciones que van a ser parte de la estructura pasamos a dibujar la misma. Damos clic en el ícono  para dibujar las líneas tanto en planta, elevación o 3D.

A continuación aparece una pantalla donde seleccionamos el tipo de línea, la sección del elemento que se va a dibujar y otras características como se muestra en la pantalla a continuación:

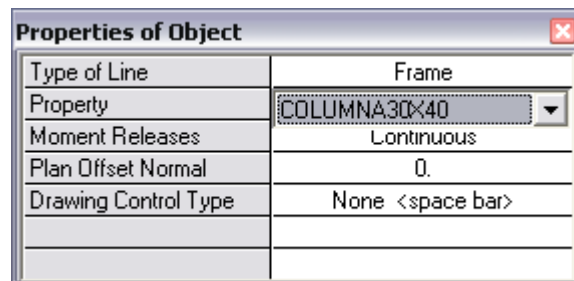



Figura 2.27: Selección del elemento

Conjuntamente con esta pantalla nuestro cursor toma la forma de una flecha  con lo que estamos listos para trazar la sección del elemento escogido. Continuando con el Ejemplo 1 trazamos la columna desde el nudo inicial hasta el nudo final, una a una y piso por piso según sea el modelo de la estructura.

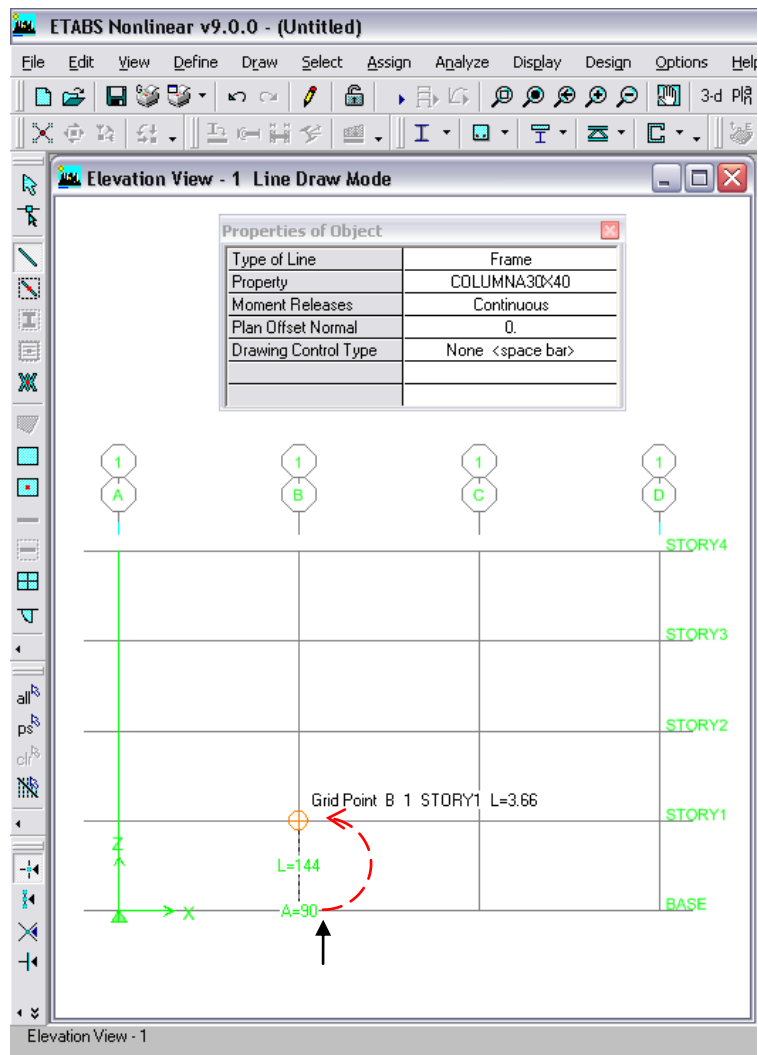



Figura 2.28: Creación de columnas

Para pasar de eje podemos pulsar el botón derecho del mouse, dar un enter ó pulsar esc.

Similar procedimiento seguiremos para dibujar las vigas.

2.2.1.8.1.- Para dibujar la loseta damos clic en el ícono , y al igual que para columnas y vigas escogemos la sección del elemento que deseamos para finalmente seleccionar el área en donde queremos generar este elemento.

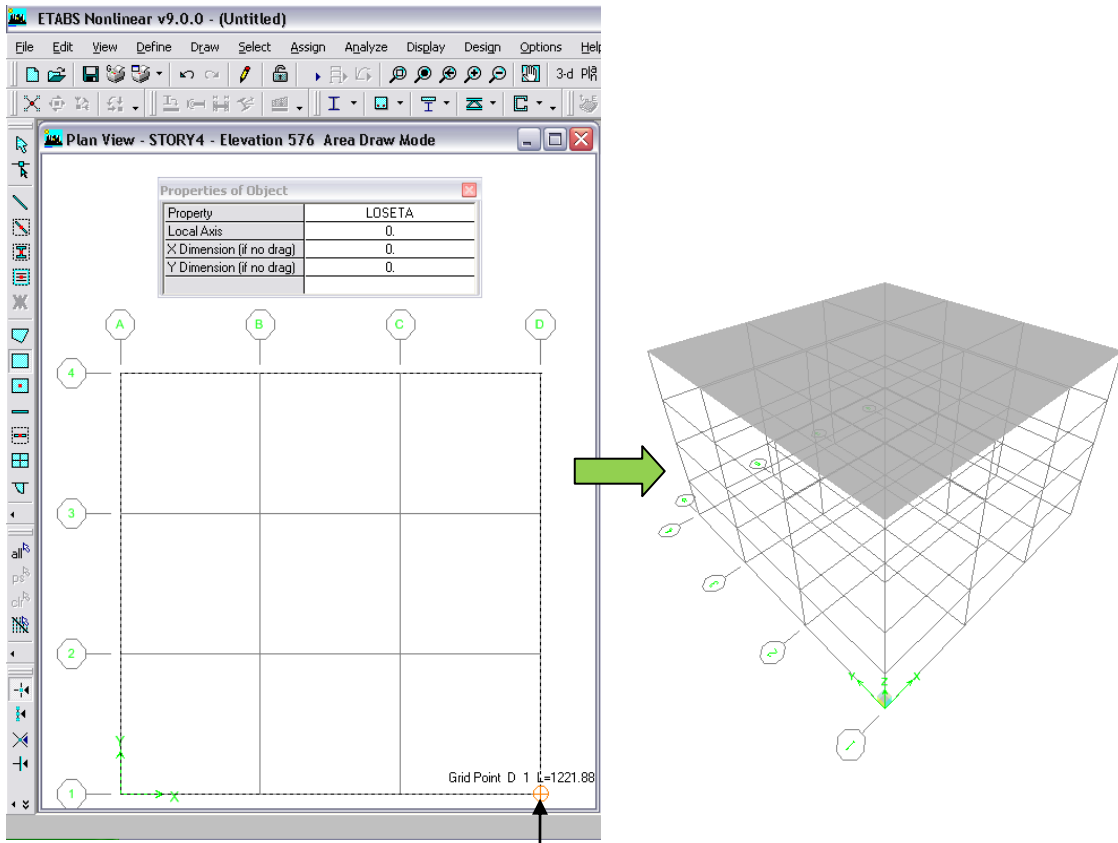



Figura 2.29: Dibujar Loseta

También podemos dibujar losas irregulares tan solo haciendo clic en el ícono . Una opción para dibujar un área irregular es dividirla en pequeñas partes de preferencia triangulares, para así tener un dibujo más exacto.

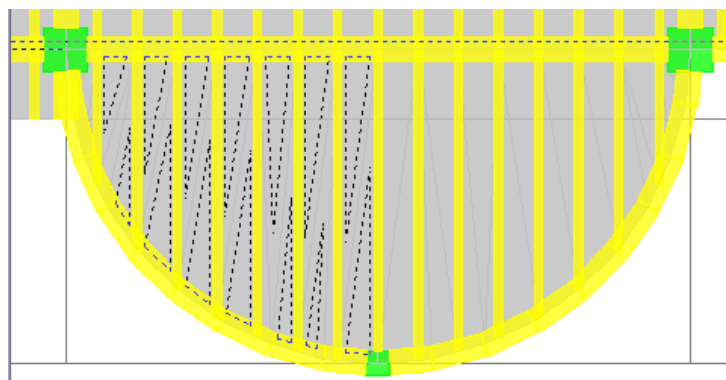


Figura 2.30: Dibujar sección irregular

2.2.1.9.- Modelación de la Escalera.

Para nuestro proyecto vamos a diseñar una escalera helicoidal, cuya estructura está conformada por una viga principal en el centro de los escalones.

Debido a que los escalones arquitectónicamente se encuentran fundidos sobre la viga principal, es necesario calcular una carga puntual para los estados de carga muerta y carga viva.

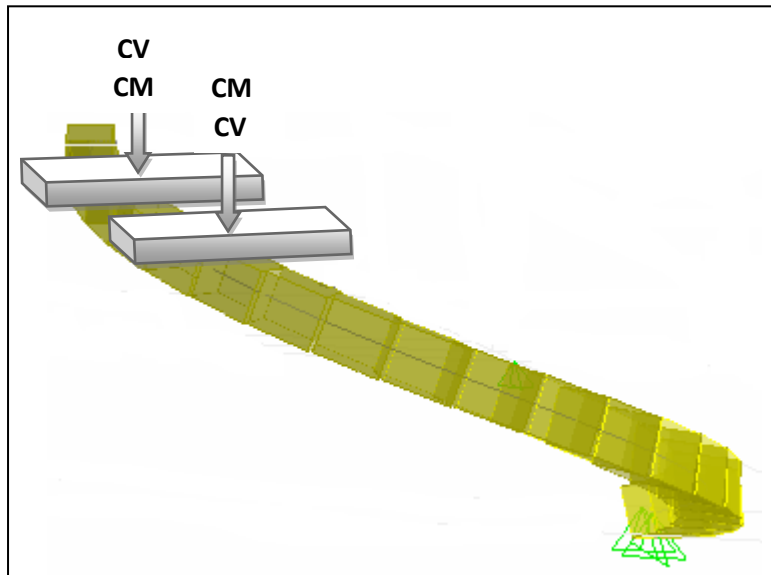
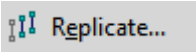


Figura 2.31: Cargas en Escalera

Una vez que se ha explicado la estructura de la escalera vamos a modelarla en el ETABS.

2.2.1.9.1.- Primeramente creamos el punto de inicio donde va a partir la escalera, esto lo podemos realizar replicando el nudo de la base de una columna.

Damos clic en el punto que vamos a replicar y en el menú principal abrimos la opción “Edit” y seleccionamos . En la pantalla que se muestra a continuación activamos el recuadro “Linear” e ingresamos las coordenadas a las que se va a desplazar el punto.

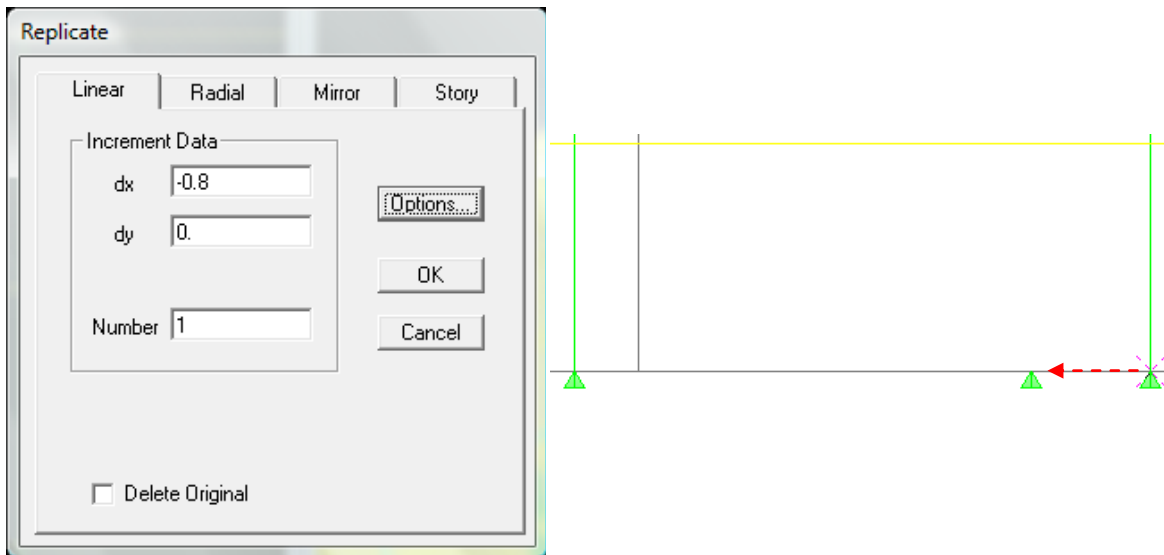



Figura 2.32: Replica del punto

Ahora seleccionamos el punto de partida de la escalera, abrimos el menú principal “Edit” y seleccionamos  **Extrude Points to Lines...**. Activamos el recuadro “Radial” y en la sección donde se lee “Rotate About Point” ingresamos las coordenadas del punto sobre el que va a rotar la escalera. En la sección donde se lee “Increment Data” ingresamos el incremento de ángulo, número de elementos y la profundidad. Para este caso como vamos a crear la escalera de abajo hacia arriba es necesario colocar la profundidad con signo negativo.

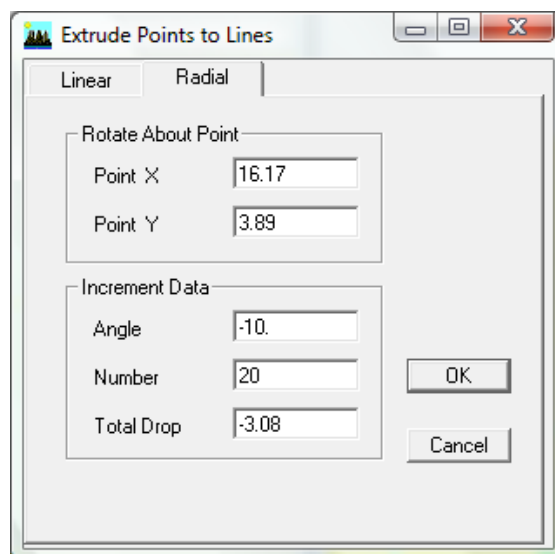



Figura 2.33: Extraer el punto de la viga de la escalera

Damos clic en  y nuestra viga para la escalera esta creada.

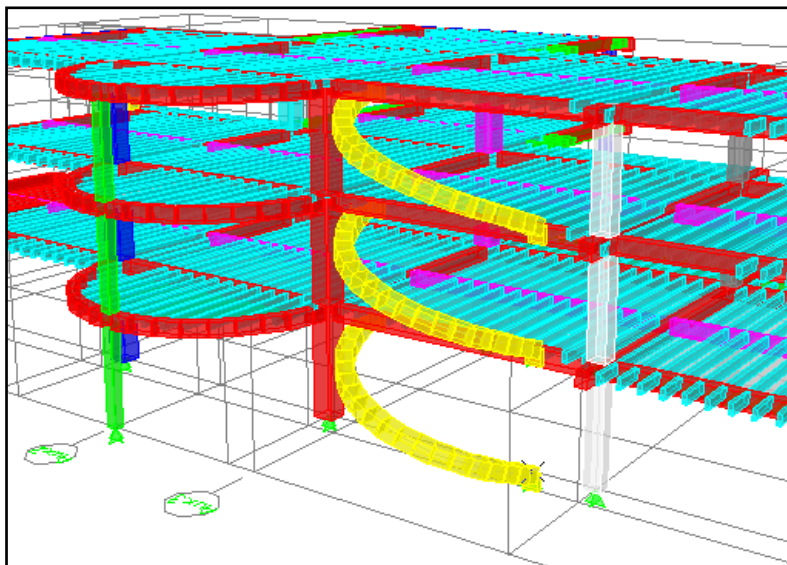
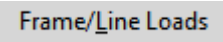



Figura 2.34: Viga de la escalera helicoidal

2.2.1.10.- Para cargar la escalera seleccionamos cada sección que conforma la misma, abrimos en el menú principal la opción “**Assing**”, desplegamos  y escogemos . En la pantalla que se muestra a continuación definimos el tipo de carga, dirección de la carga, y en la sección “**Point Loads**” podemos ver que nosotros podemos colocar cargas a diferentes distancias de la sección seleccionada.

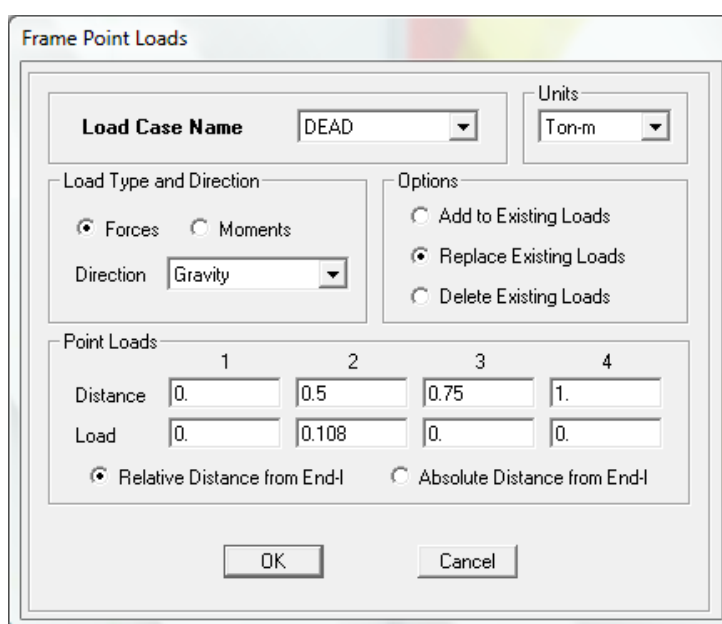


Figura 2.35: Asignación de cargas en la viga de la escalera

2.2.1.11.- Definición de Estados de Carga.

Los estados de carga que se van a considerar en el análisis son los siguientes:

Carga Muerta (DEAD): En este estado de carga, automáticamente el programa calculará el peso propio de los elementos siempre y cuando el factor sea 1.

Carga Viva (LIVE): Colocamos el valor correspondiente según el CEC2001.

SXP: Sismo estático en sentido “X”, considerando excentricidad positiva.

SXN: Sismo estático en sentido “X”, considerando excentricidad negativa.


SYP: Sismo estático en sentido “Y”, considerando excentricidad positiva.

SYN: Sismo estático en sentido “Y”, considerando excentricidad negativa.

ZP: En este estado de carga aplicaremos la carga reversible de volados en el sentido positivo.

ZN: En este estado de carga aplicaremos la carga reversible de volados en el sentido negativo.

2.2.1.11.1.- En el Menú Principal abrimos la opción “Define” y seleccionamos

 Static Load Cases...

. En la pantalla que se despliega ingresamos el nombre de la carga, tipo de carga y el factor multiplicador.

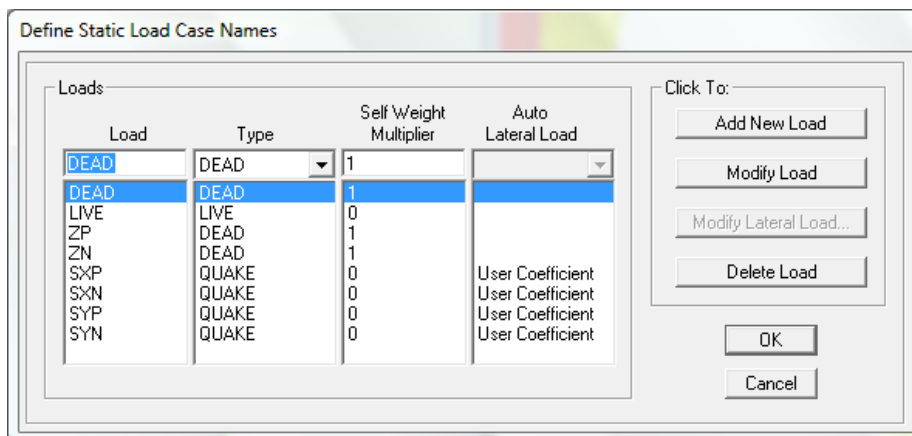


Figura 2.36: Estados de Carga

2.2.1.11.2.- Los estados de carga correspondientes al sismo estático podemos modificarlos. Seleccionamos el estado de carga y pulsamos **Modify Lateral Load...**. En la pantalla que se despliega definimos la dirección en la que se desea considerar la excentricidad accidental y su valor. Además definimos el valor para el cálculo del cortante basal y el rango de pisos en el que vamos a considerar.

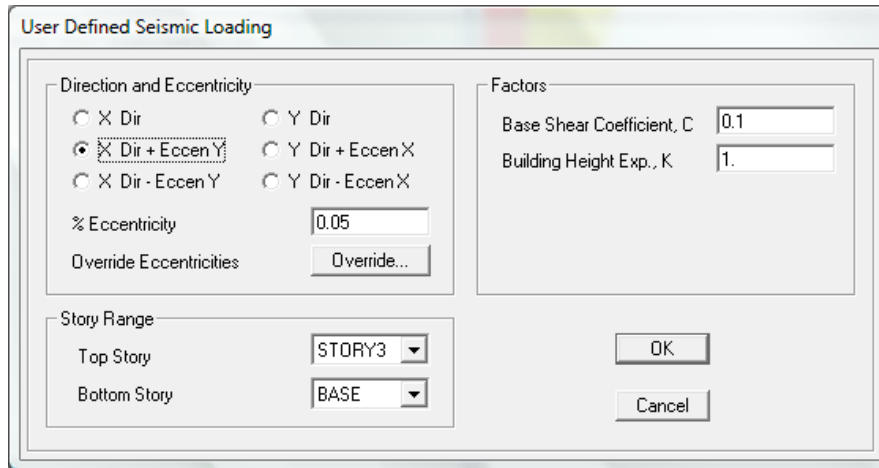


Figura 2.37: Modificación del sismo estático

2.2.1.12.- Definición de Análisis Modal Espectral.

Para cargar el espectro debemos generar un archivo de extensión .txt (texto) el cual deberá contener dos columnas con los valores de Período y Aceleración.

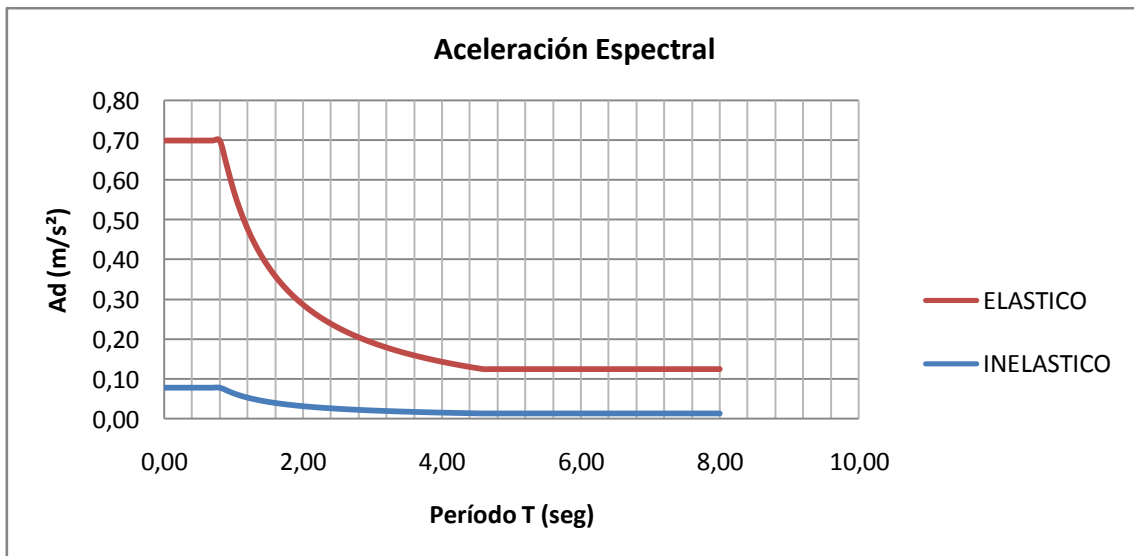




Figura 2.38: Espectro de Respuesta

En el Menú Principal abrimos la opción **“Define”** y seleccionamos

 Response Spectrum Functions... En la pantalla que se despliega a continuación damos clic en la

opción  .

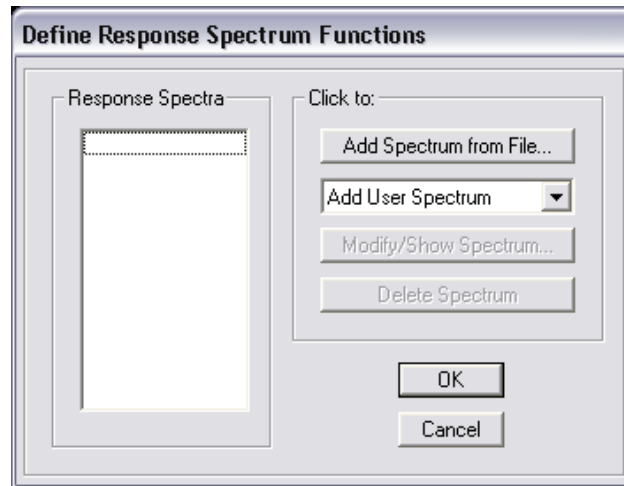
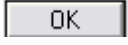




Figura 2.39: Pantalla para crear espectro de respuesta

Damos clic en  y se despliega la pantalla **“Response Spectrum Function**

Definition” donde podemos definir el nombre del espectro, los valores que contiene el

espectro y dando clic en la opción  buscamos nuestro archivo que contiene el

espectro. Para ver la grafica del espectro damos clic en la opción  .

Finalmente hacemos clic en  y nuestro espectro esta generado.

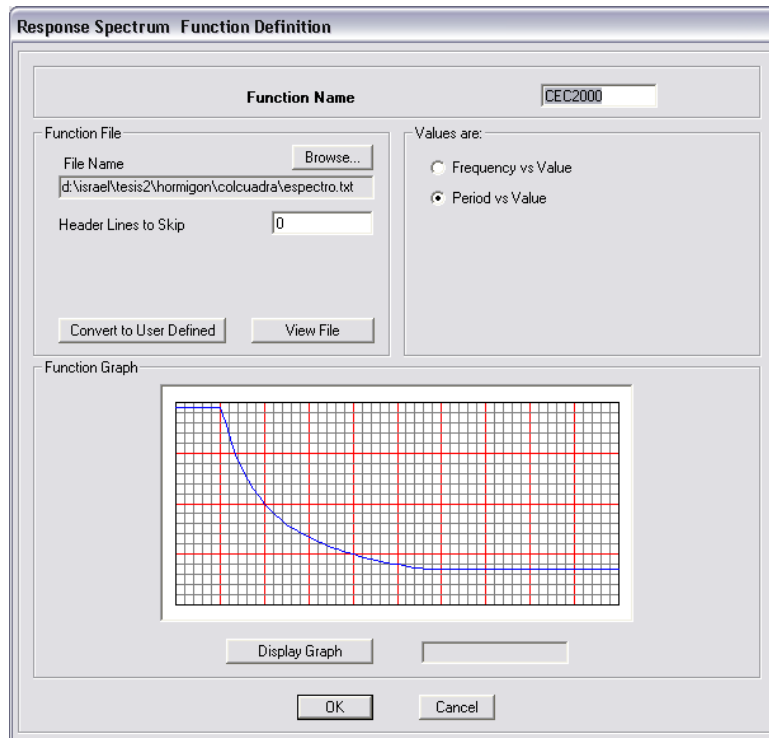




Figura 2.40: Pantalla para generar el espectro

2.2.1.12.1- Vamos a definir los estados de carga que utilizarán el espectro que hemos creado. Abrimos en el menú principal la opción **“Define”** y seleccionamos  **Response Spectrum Cases...**. En la pantalla que se despliega a continuación damos clic en la opción .

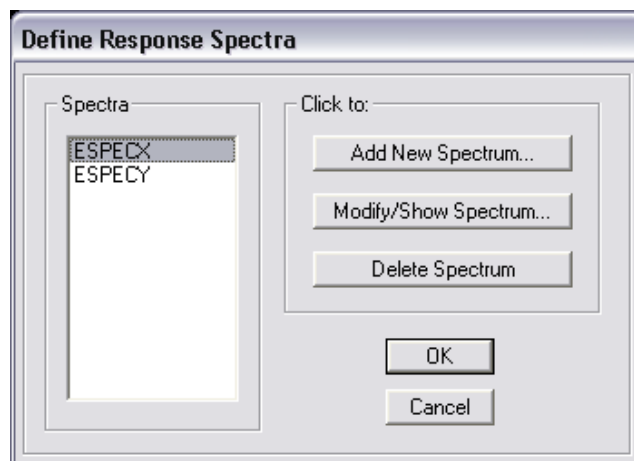


Figura 2.41: Pantalla para crear casos de espectro de respuesta

A continuación se despliega una pantalla donde podemos definir el nombre del espectro, el factor de amortiguamiento, combinación modal, combinación direccional, dirección que se considera el análisis, coeficiente de excentricidad, etc.

Vamos a generar un estado de carga de espectro de respuesta para sentido “X” y sentido “Y”.

The image shows a software dialog box titled "Response Spectrum Case Data". It contains the following fields and options:

- Spectrum Case Name:** ESPECX
- Structural and Function Damping:** Damping: 0.05
- Modal Combination:** CQC (selected), SRSS, ABS, GMC. f1 and f2 are empty.
- Directional Combination:** SRSS (selected), ABS (with Orthogonal SF field), Modified SRSS (Chinese).
- Input Response Spectra:** A table with columns for Direction, Function, and Scale Factor.

Direction	Function	Scale Factor
U1	CEC2000	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle: 0.
- Eccentricity:** % Eccentricity: 0.05. Override Eccentricities: Override...
- Buttons:** OK, Cancel

Figura 2.42: Caso de Espectro de Respuesta

2.2.1.13.- Asignación de Cargas.

La asignación de cargas se lo realizará a través de los elementos Área (Losas), y de no ser así, debemos hacer la distribución de cargas en función a la geometría de las losas.

Entonces vamos a ver el procedimiento para la asignación de cargas en las losas:

Primeramente seleccionamos las losas a las que vamos a asignar las cargas, esto lo hacemos abriendo en el menú principal la opción “Select” y seleccionamos

by Wall/Slab/Deck Sections...

En la pantalla que se despliega a continuación seleccionamos la sección que deseamos.

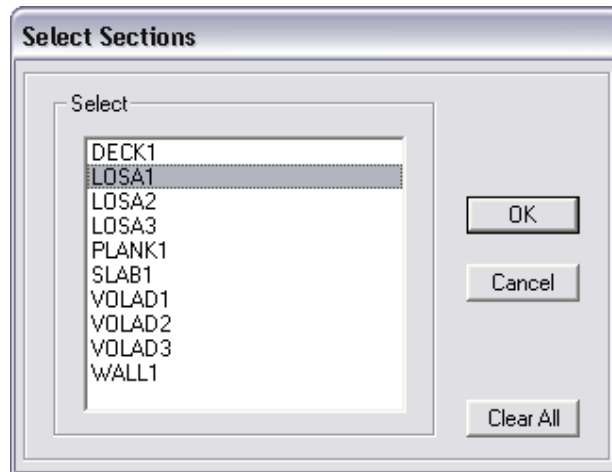


Figura 2.43: Selección de secciones

Damos clic en y nuestras losas están seleccionadas.

También podemos ir seleccionando una a una cada losa.

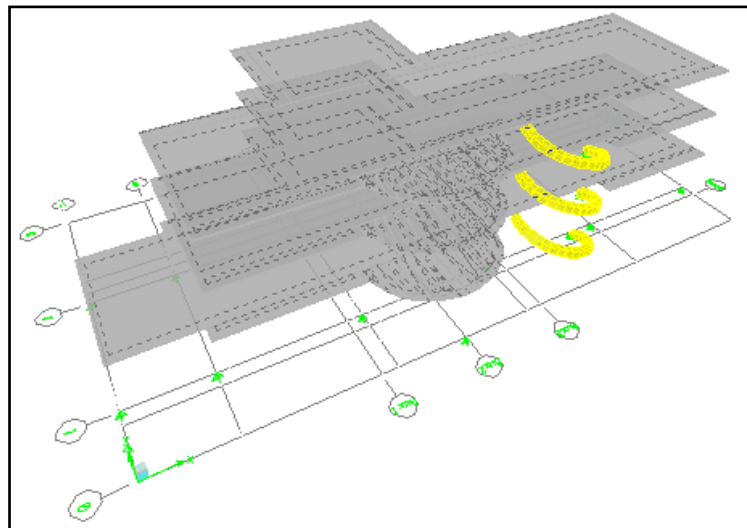


Figura 2.44: Losas seleccionadas

Ahora en el menú principal abrimos la opción “Assign”, desplegamos **Shell/Area Loads** y escogemos **Uniform...**, donde podemos asignar el tipo de carga, el valor de la carga y la dirección.

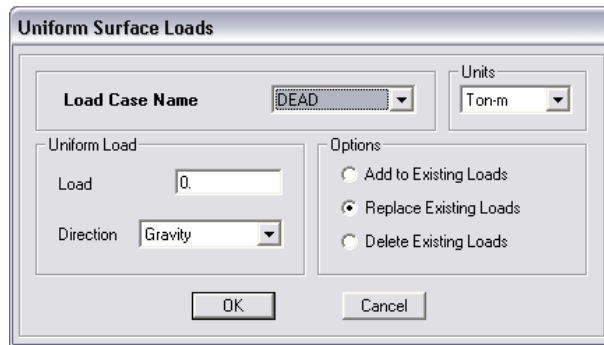


Figura 2.45: Asignación de Cargas

2.2.1.14.- Puntos de inserción.- es muy importante revisar las ubicaciones de los elementos en la losa, por lo que debemos seleccionar las vigas, nervios, correas, etc. Y asignarles el punto de inserción (8) que traslada el eje de los elementos antes mencionados en la parte superior y en el centro.

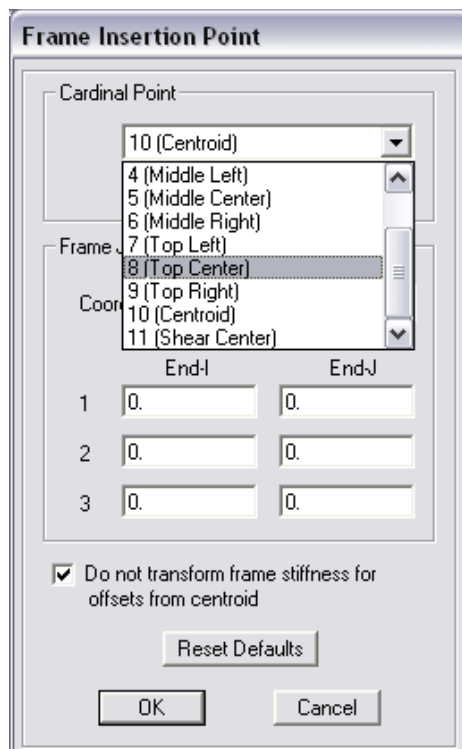


Figura 2.46: Asignación de Cargas

2.2.1.15.- Sectores de Rigidez Infinita.- es muy importante el chequeo y análisis de los nudos, por tal motivo debemos seleccionar todas las vigas y columnas para asignarles los sectores de rigidez infinita. El procedimiento se muestra en la siguiente pantalla.

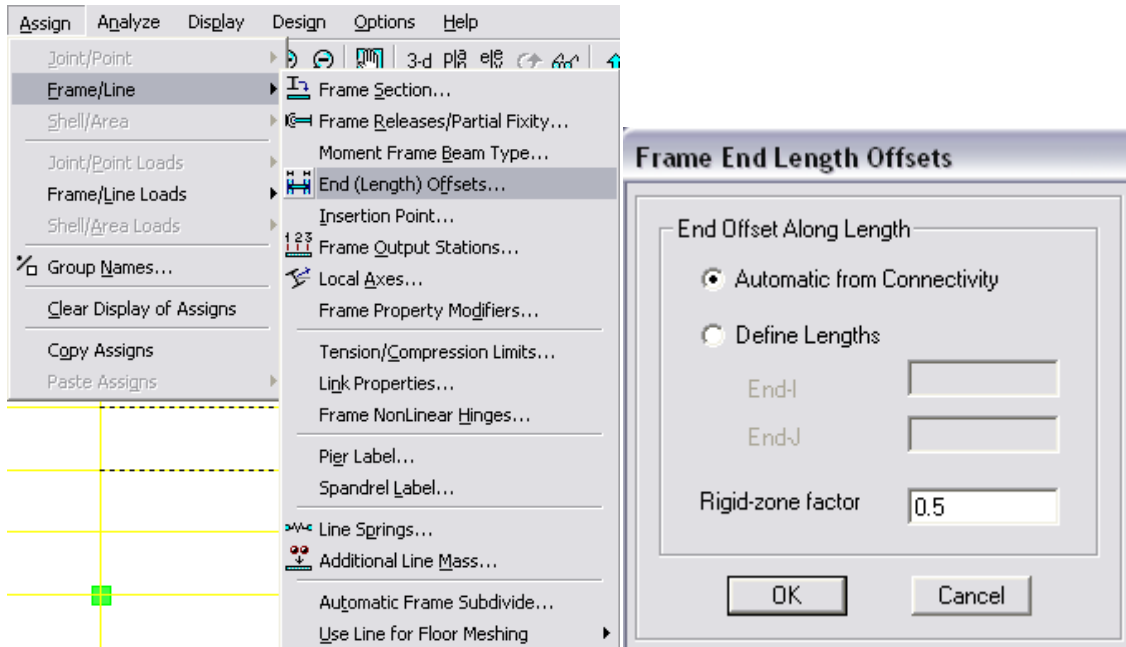


Figura 2.47: Sectores de Rigidez Infinita

2.3.- Efectos de Esbeltez.

Una columna es esbelta cuando su sección es pequeña en comparación con su longitud. Una columna esbelta experimentará una reducción considerable de su capacidad de carga axial, comparada con una columna de igual sección pero de menor longitud. Lo que pretendemos con el control de la esbeltez es evitar el pandeo.

Para esto el código recomienda:

Momentos Magnificados, por lo que seguiremos las consideraciones del ACI318S-05; Cap. 10.

La esbeltez se expresa con la siguiente fórmula:

$$ES = \frac{k * l_u}{r}$$

Donde:

k = Factor de longitud efectiva.

l_u = Longitud libre de pandeo.

r = Radio de giro.

2.3.1.- Descripción de factores.

2.3.1.1.- Factor de longitud efectiva (k).

Para elementos a compresión en estructuras sin desplazamiento lateral, el factor de longitud efectiva, k , debe tomarse igual a 1.0, a menos que se demuestre por análisis que se justifica un valor más bajo.

2.3.1.2.- Longitud no apoyada de elementos en compresión (l_u).

Podemos verlo en el apartado 10.10 del ACI318S-05:

La longitud no apoyada de un elemento en compresión, l_u , debe tomarse como la distancia libre entre losas de piso, vigas, u otros elementos capaces de proporcionar apoyo lateral en la dirección que se está considerando.

Cuando existan capiteles o cartelas en las columnas, l_u debe medirse hasta el extremo inferior del capitel o cartela en el plano considerado.

Las columnas y pisos en una estructura deben ser diseñados como columnas y pisos con desplazamiento (no arriostrados) o sin desplazamiento lateral (arriostrados). El diseño de columnas en estructuras o pisos sin desplazamiento lateral (arriostrados) debe basarse en 10.12 del ACI318S-05. El diseño de columnas en estructuras o pisos con desplazamiento lateral (no arriostrados) debe basarse en 10.13 del ACI318S-05.

2.3.1.3.- Radio de Giro (r).

Apartado 10.11.2 del ACI318S-05. Se puede tomar el radio de giro, r , igual a 0.3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para el caso de elementos rectangulares y 0.25 veces el diámetro para

elementos circulares en compresión. Para otras formas, se permite calcular r para la sección bruta de concreto.

2.3.2.- Momentos magnificados en estructuras con desplazamiento lateral.

Para elementos en compresión no arriostrados contra desplazamientos laterales, pueden despreciarse los efectos de la esbeltez cuando:

$$\frac{k * l_u}{r} < 22$$

El ACI recomienda utilizar los nomogramas de Jackson y Morland.

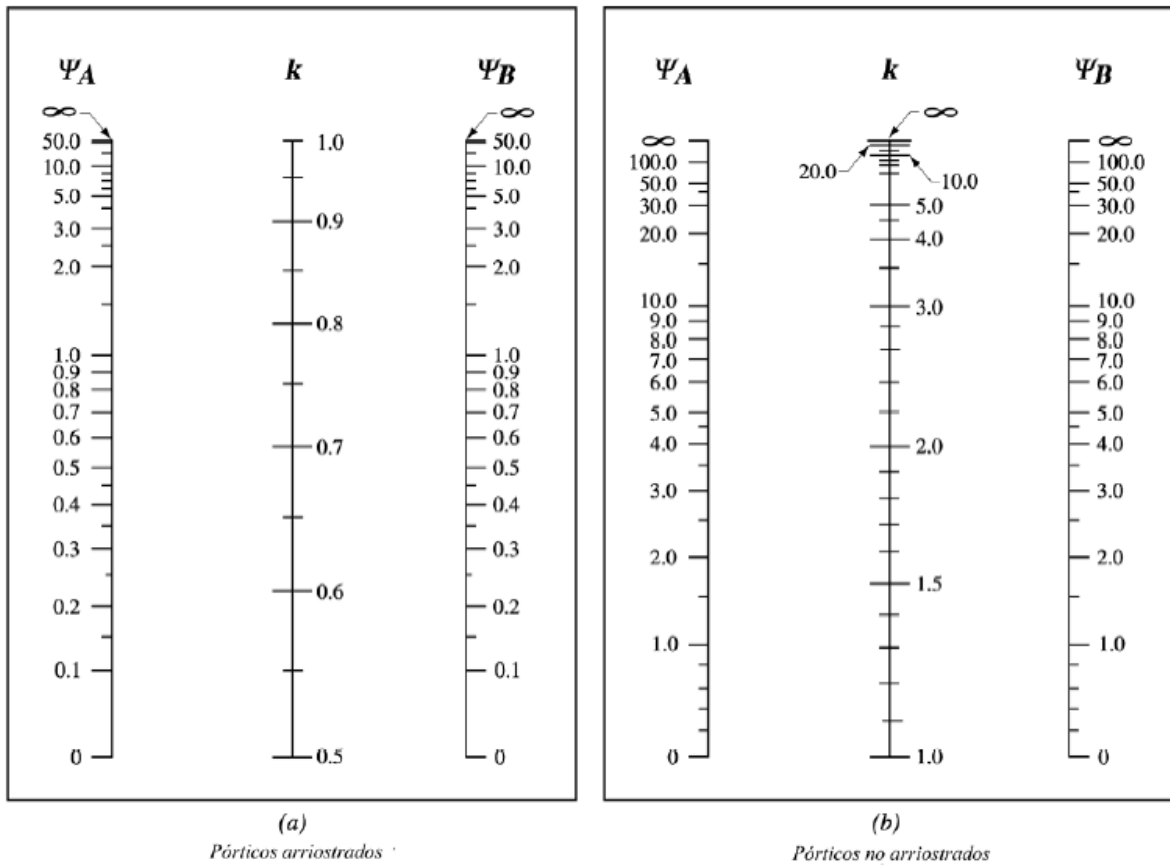


Figura 2.48: Factores de longitud efectiva, k

Ψ = relación de $\Sigma(EI / lc)$ de los elementos a compresión con respecto a $\Sigma(EI / l)$ de los elementos a flexión en el mismo plano en un extremo del elemento a compresión.

l = luz del elemento a flexión medida centro a centro de los apoyos.

Es importante tomar en cuenta que no se debe trabajar con inercias gruesas, sino con inercias agrietadas por lo que los valores de inercias son:

$$I_{col} = \frac{0.80 * b * h^3}{12} \quad \text{Columnas Cuadradas.}$$

$$I_{viga} = \frac{0.50 * b * h^3}{12} \quad \text{Vigas Cuadradas.}$$

$$I_{col} = \frac{0.80 * r^4}{4} \quad \text{Columnas Circulares.}$$

2.3.2.1.- Rigidez.- es importante tomar en cuenta los elementos que confluyen al nudo en el sentido de análisis.

Si el nudo tiene la condición de empotramiento el valor de $\psi = 0$.

Caso contrario debemos calcular el valor de k.

$$k_{viga} = \frac{I_{viga}}{L_{viga}}$$

$$k_{col} = \frac{I_{col}}{L_{col}}$$

Par el cálculo de la rigidez del nudo se debe considerar las rigideces de las columnas y vigas que confluyen al nudo en el sentido de análisis.

$$\psi_B = \frac{\sum k_{col}}{\sum k_{viga}}$$

Una vez obtenidos los valores de ψ en ambos nudos de la columna ingresamos esos valores en los nomogramas y obtenemos el valor de k y desarrollamos el cálculo.

2.4.- Diseño de una columna a Flexo-compresión biaxial.

Es importante tener en consideración el método de cálculo y los datos que se necesitan para obtener la cuantía de diseño.

Datos:

Pu: Carga Axial Última

Mux: Momento último con respecto al eje “x”

Muy: Momento último con respecto al eje “y”

Podemos utilizar los diagramas de iteración del Ing. Marcelo Romo o del ACI.

Para nuestro caso solo mostraremos el procedimiento de cálculo debido a que tendremos cuantías mínimas de armado en las columnas; ya que necesitamos controlar el diseño de columna fuerte y viga débil, además de controlar la torsión en planta.

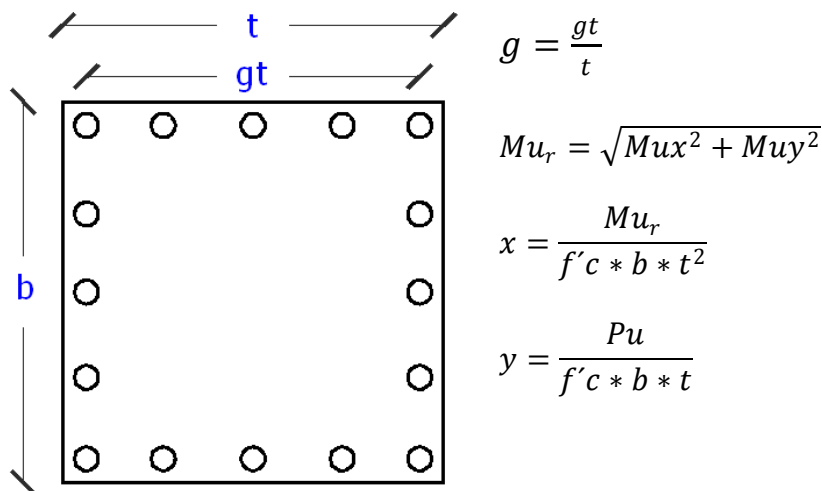
Es muy importante realizar el diseño de flexo compresión en los dos sentidos y utilizar un diagrama de interacción que posea las siguientes características:

- F'_c .- Resistencia Característica del Hormigón.
- F_y .- Esfuerzo de fluencia del Acero.
- g .- Factor de dimensión de núcleo.
- Distribución de las varillas.
- ***Mux***: Momento último con respecto al eje “x”.- es aquel que gira alrededor del eje “y”.
- ***Muy***: Momento último con respecto al eje “y”.- es aquel que gira alrededor del eje “x”.

2.4.1.- Desarrollo.

Con la información obtenida calculamos los siguientes valores:

Para diagramas de interacción a carga axial:



Para diagramas calculados a flexión diagonal:

$$g = \frac{gt}{t}$$

$$Mu_r = \sqrt{Mux^2 + Muy^2}$$

$$x = \frac{Mu_r}{f'c * b^{3/2} * t^{3/2}}$$

$$y = \frac{Pu}{f'c * b * t}$$

Con el resultado de estos valores ingresamos a los diagramas y obtenemos el valor de la cuantía.

2.5.- Diseño a flexión en Hormigón Armado.

Es muy importante tener el criterio claro de lo que debemos calcular con los elementos a flexión, por lo que vamos a desarrollar los conceptos básicos de la teoría de flexión.

En el Capítulo 10 del ACI describe paso a paso las suposiciones de diseño.

- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- es el valor del diagrama de deformaciones unitarias en el lugar donde está ubicado el refuerzo.

- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto a la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.
- Los requisitos que satisfacen con la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto se define:
 - Un esfuerzo en el concreto de $0.85 \cdot f'_c$ uniformemente distribuido en la zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 \cdot c$ de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.
 - La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.
 - Para f'_c entre 170 y 280 Kg/cm², el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para f'_c superior a 280 Kg/cm², β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 70 Kg/cm² de aumento sobre 280 Kg/cm², sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65.

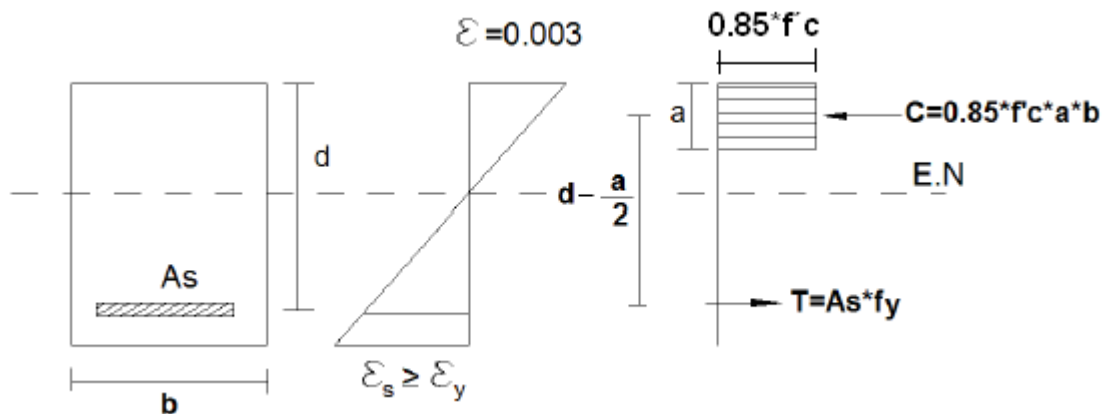


Figura 2.49: Distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto

2.5.1.- Desarrollo.

$$\sum Fx = 0$$

$$C = T$$

Reemplazando:

$$0.85 * f'c * a * b = As * fy$$

Despejamos “a” que es nuestra incógnita:

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Sabemos que:

$$M_u = \phi * M_n$$

$$M_n = T * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Reemplazando el valor de T:

$$M_n = As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Reemplazando el valor del M_n :

$$M_u = \phi * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Reemplazamos el valor de “a” en el Momento Nominal:

$$M_u = \phi * As * fy * \left(d - \frac{1}{2} * \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}\right)$$

$$M_u = \phi * As * fy * \left(d - \frac{As * fy}{(0.85 * f'c * b) * 2}\right)$$

$$M_u = \phi * As * fy * d - \phi * As * fy * \left(\frac{As * fy}{(0.85 * f'c * b) * 2}\right)$$

$$M_u = \phi * As * fy * d - \left(\frac{\phi * As * fy * As * fy}{(1.70 * f'c * b)}\right)$$

$$M_u = \frac{(1.70 * f'c * b) * \phi * As * fy * d - \phi * As^2 * fy^2}{(1.70 * f'c * b)}$$

$$M_u = \frac{1.70 * f'c * b * \emptyset * A_s * f_y * d - \emptyset * A_s^2 * f_y^2}{(1.70 * f'c * b)}$$

$$M_u * (1.70 * f'c * b) = 1.70 * f'c * b * \emptyset * A_s * f_y * d - \emptyset * A_s^2 * f_y^2$$

$$\emptyset * A_s^2 * f_y^2 - 1.70 * f'c * b * \emptyset * A_s * f_y * d + M_u * (1.70 * f'c * b) = 0$$

$$a = \emptyset * f_y^2$$

$$b = -1.70 * f'c * b * \emptyset * f_y * d$$

$$c = M_u * (1.70 * f'c * b)$$

$$A_s = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 * a * c}}{2 * a}$$

$$A_{s1} = \frac{-(-1.70 * f'c * b * \emptyset * f_y * d) + \sqrt{(-1.70 * f'c * b * \emptyset * f_y * d)^2 - 4 * (\emptyset * f_y^2) * (M_u * (1.70 * f'c * b))}}{2 * (\emptyset * f_y^2)}$$

$$A_{s1} = \frac{-(-1.70 * f'c * b * \emptyset * f_y * d)}{2 * (\emptyset * f_y^2)} + \frac{\sqrt{(-1.70 * f'c * b * \emptyset * f_y * d)^2 - 4 * (\emptyset * f_y^2) * (M_u * (1.70 * f'c * b))}}{2 * (\emptyset * f_y^2)}$$

$$A_{s1} = \frac{-(-1.70 * f'c * b * \emptyset * f_y * d)}{2 * (\emptyset * f_y^2)} + \frac{\sqrt{(-1.70 * f'c * b * \emptyset * f_y * d)^2 - 4 * (\emptyset * f_y^2) * (M_u * (1.70 * f'c * b))}}{\sqrt{(2 * \emptyset * f_y^2)^2}}$$

$$A_{s1} = \frac{-(-1.70 * f'c * b * \emptyset * f_y * d)}{2 * (\emptyset * f_y^2)} + \sqrt{\frac{(-1.70 * f'c * b * \emptyset * f_y * d)^2}{4 * \emptyset^2 * f_y^4} - \frac{4 * (\emptyset * f_y^2) * (M_u * (1.70 * f'c * b))}{4 * \emptyset^2 * f_y^4}}$$

$$A_{s1} = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} + \sqrt{\frac{(0.85 * f'c * b * d)^2}{f_y^2} - \frac{(M_u * (1.70 * f'c * b))}{\emptyset * f_y^2}}$$

$$A_{s2} = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0.85 * f'c * b * d)^2}{f_y^2} - \frac{(M_u * (1.70 * f'c * b))}{\emptyset * f_y^2}}$$

Matemáticamente obtenemos dos soluciones para obtener el valor de la sección transversal del acero, pero solo el A_{s2} satisface la solución del modelo físico.

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0.85 * f'c * b * d)^2}{f_y^2} - \frac{(M_u * (1.70 * f'c * b))}{\emptyset * f_y^2}}$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0.85 * f'c * b * d)^2}{f_y^2} - \frac{2 * M_u * f'c * b}{f_y^2}}$$

2.6.- Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión.

El A_s proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.25 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d$$

Pero no menor a:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$$

2.7.- Combinación de cargas.

Las combinaciones de cargas se encuentran definidas en el Capítulo 9 del Código ACI 318-99; las mismas que se presentan a continuación:

- $U = 1.4 * D + 1.7 * L$
- $U = 0.75 * (1.4 * D + 1.7 * L \pm 1.87 * E)$
- $U = 0.90 * D \pm 1.43 * E$

Donde:

U = Resistencia requerida.

D = Carga muerta.

L = Carga viva.

E = Efectos producidos por el sismo

2.8.- Comprobación del diseño a flexión.

DATOS:

$b = 0.30 \text{ m}$

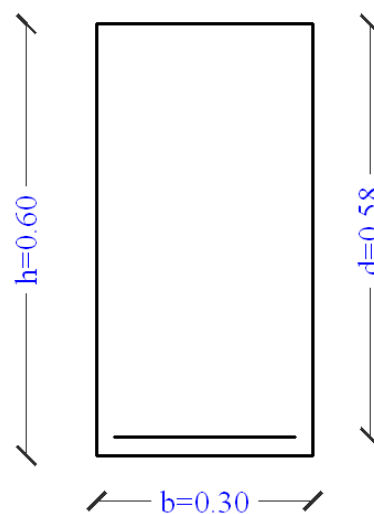
$h = 0.60 \text{ m}$

$d = 0.58 \text{ m}$

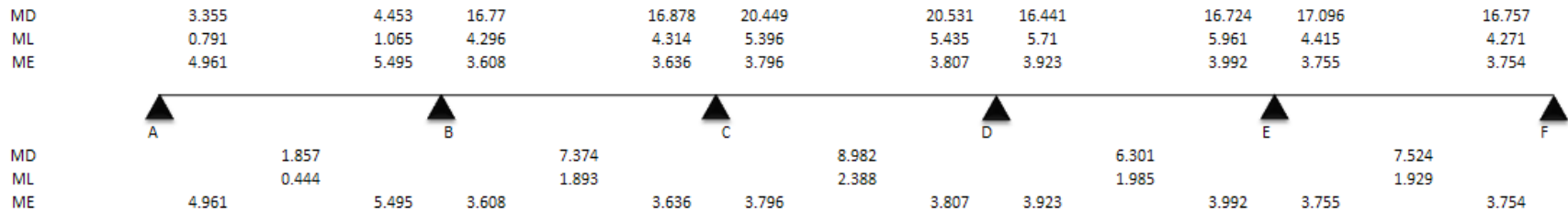
$rec = 0.025 \text{ m}$.

$f'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$

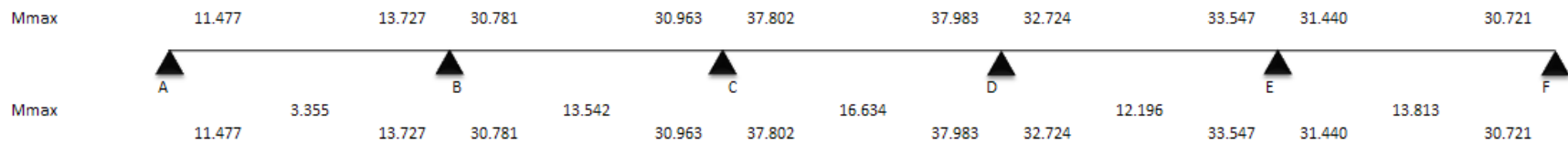
$F_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$



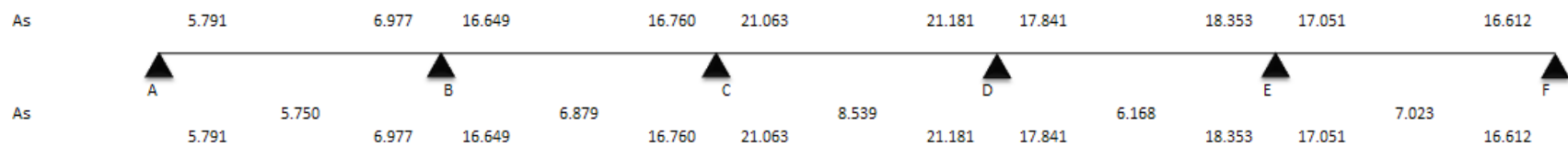
2.8.1.- Cálculo de momentos.



2.8.2.- Valores de momentos máximos.



2.8.3.- Cálculo del acero.



2.8.4.- Resultados de ETABS.

5.78	2.62	8.17	18.37	5.70	18.78	22.29	5.78	22.23	20.04	5.78	20.54	19.23	5.78	18.20
3.28	4.50	5.31	8.62	13.13	8.80	10.29	14.73	10.27	9.34	11.44	9.55	8.99	13.36	8.55

2.8.5.- Resumen del desarrollo de cálculo.

SECCIONES	MD	ML	ME	CODI1	CODI2	CODI3	MAX	As	Asmin	CONTROL
AN	3.355	0.791	4.961	6.042	11.477	10.114	11.477	5.791	5.75	OK
ABM	1.857	0.444	0.000	3.355	2.516	1.671	3.355	1.650	5.75	Asmin
BA	4.453	1.065	5.495	8.045	13.727	11.866	13.727	6.977	5.75	OK
BC	16.770	4.296	3.608	30.781	28.137	20.252	30.781	16.649	5.75	OK
BCM	7.374	1.893	0.000	13.542	10.156	6.637	13.542	6.879	5.75	OK
CB	16.878	4.314	3.636	30.963	28.313	20.390	30.963	16.760	5.75	OK
CD	20.449	5.396	3.796	37.802	33.666	23.832	37.802	21.063	5.75	OK
CDM	8.982	2.388	0.000	16.634	12.476	8.084	16.634	8.539	5.75	OK
DC	20.531	5.435	3.807	37.983	33.817	23.922	37.983	21.181	5.75	OK
DE	16.441	5.710	3.923	32.724	30.036	20.407	32.724	17.841	5.75	OK
DEM	6.301	1.985	0.000	12.196	9.147	5.671	12.196	6.168	5.75	OK
ED	16.724	5.961	3.992	33.547	30.749	20.760	33.547	18.353	5.75	OK
EF	17.096	4.415	3.755	31.440	28.837	20.756	31.440	17.051	5.75	OK
EFM	7.524	1.929	0.000	13.813	10.360	6.772	13.813	7.023	5.75	OK
FE	16.757	4.271	3.754	30.721	28.296	20.450	30.721	16.612	5.75	OK

2.8.6.- Conclusión.

Comparamos el cuadro de valores calculados a mano con los resultados de ETABS y podemos concluir que los valores son bastante similares; además que el ETABS es más exacto en el cálculo ya que trabaja con todas las combinaciones de carga.

2.9.- Diseño de elementos sometidos a esfuerzos de corte.

Las consideraciones de cálculo se encuentran detalladas claramente en el Capítulo 21 del Código ACI. Por tal motivo extraeremos solamente una síntesis de dicho Capítulo.

El refuerzo transversal se requiere principalmente para confinar el concreto y dar soporte lateral a las barras de refuerzo en regiones en las que se espera fluencia.

2.9.1.- Refuerzo transversal.

Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de los elementos pertenecientes a pórticos:

- (a) En una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión;
- (b) En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

- (a) $d / 4$;
- (b) ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas;
- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento, y
- (d) 300 mm.

Cuando se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras longitudinales del perímetro deben tener soporte lateral.

Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d / 2$ en toda la longitud del elemento.

Los estribos que se requieran para resistir cortante deben ser estribos cerrados de confinamiento colocados en lugares dentro de los elementos.

Se permite que los estribos cerrados de confinamiento en elementos en flexión sean hechos hasta con dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario. Los ganchos suplementarios consecutivos que enlazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90° en lados opuestos del elemento en flexión. Si las barras de refuerzo longitudinal aseguradas por los ganchos suplementarios están confinadas por una losa en un solo lado del elemento en flexión, los ganchos de 90° de los ganchos suplementarios deben ser colocados en dicho lado.

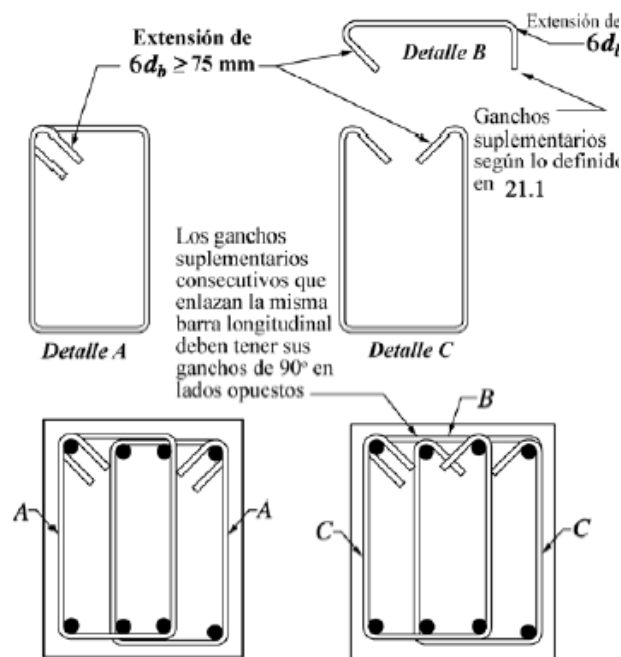


Figura 2.50: Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento múltiples

2.10.- Elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento.

2.10.1.- Alcance.

Las disposiciones de esta sección se aplican a elementos pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento:

- (a) que resisten fuerzas inducidas por sismos, y
- (b) que tienen una fuerza axial mayorada de compresión **Pu** que excede **Ag*f'c/10**.

Estos elementos de pórtico también deben satisfacer:

- La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 mm.
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4.

2.10.2.- Resistencia mínima a flexión de columnas.

La resistencia a la flexión de cualquier columna diseñada para resistir un **Pu** que exceda **Ag*f'c/10** debe satisfacer los siguientes enunciados:

Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la siguiente ecuación.

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

$\sum M_{nc}$ = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\sum M_{nb}$ = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida a momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de losa.

Debe suponerse que contribuye a $\sum M_{nb}$ siempre que el refuerzo de la losa esté desarrollado en la sección crítica para flexión.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga.

Cuando no se satisface esta condición en el nudo, las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben reforzarse transversalmente en toda su longitud.

2.10.3.- Refuerzo longitudinal.

El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , no debe ser menor que $0.01 * A_g$ ni mayor que $0.06 * A_g$.

NOTA: Este chequeo es muy importante, ya que debemos asegurar que los nudos trabajen considerando columnas fuertes y vigas débiles.

Para revisar esta condición utilizamos la siguiente opción:

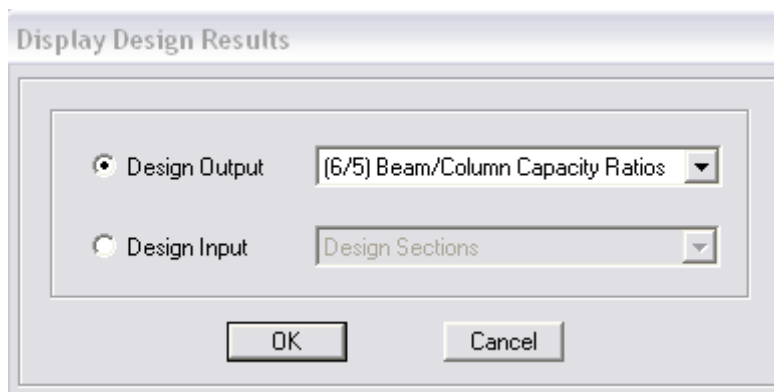


Figura 2.51: Ventana de control de columna fuerte viga debil

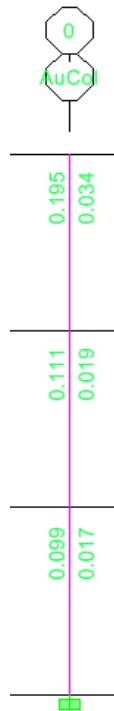


Figura 2.52: Resultado del Chequeo de la resistencia mínima a flexión de una columna

NOTA: Cuando no se satisfaga esta condición en el nudo, las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben reforzarse transversalmente en toda su longitud; tomando en consideración la cuantía máxima de las columnas.

2.10.4.- Refuerzo transversal.

Debe proporcionarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican de (a) hasta (e):

- (a) La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral o de estribos cerrados de confinamiento circulares, ρ_s , no debe ser menor que la requerida por la ecuación y no debe ser menor que la requerida por la ecuación.

$$\rho_s = 0.12 * \frac{f'c}{Fy}$$

Y no debe ser menor que:

$$\rho_{min} = 0.425 * \frac{f'c}{Fy} * \left(\frac{Ac}{An} - 1 \right)$$

Para elementos construidos en obra, el diámetro de barra utilizada en espirales no debe ser menor de 10 mm.

El espaciamiento libre entre hélices de la espiral no debe exceder de 80 mm ni ser menor de 25 mm.

(b) El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, **A_{sh}**, no debe ser menor que la requerida por las siguientes ecuaciones.

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{s * b_c * f'c}{f_{yt}} * \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_{yt}}$$

(c) El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento sencillo o múltiple. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra y con el mismo espaciamiento que los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal.

(d) Cuando la resistencia de diseño del núcleo del elemento satisface los requisitos de las combinaciones de carga de diseño, incluyendo el efecto sísmico **E**, no es necesario satisfacer las ecuaciones.

(e) Si el espesor de concreto fuera del refuerzo transversal de confinamiento excede 100 mm, debe colocarse refuerzo transversal adicional con un espaciamiento no superior a

300 mm. El recubrimiento de concreto sobre el refuerzo adicional no debe exceder de 100 mm.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a), (b), y (c):

- (a) la cuarta parte de la dimensión mínima del elemento,
- (b) seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal, y
- (c) **So**, según lo definido en la ecuación. El valor de **So** no debe ser mayor a 150 mm ni se necesita tomarlo menor a 100 mm.

El espaciamiento horizontal de los ganchos suplementarios o las ramas de los estribos cerrados de confinamiento múltiples, **xh**, no debe exceder 350 mm medido centro a centro.

El refuerzo transversal como se especifica anteriormente, debe suministrarse en una longitud **lo** medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud **lo** no debe ser mayor menor que la mayor de (a), (b) y (c).

- (a) la altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión,
- (b) un sexto de la luz libre del elemento, y
- (c) 450 mm.

Ejemplo de cálculo de estribos en columnas:

– Columnas Rectangulares.

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{s * b_c * f'c}{f_{yt}} * \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$
$$A_{sh} = 0.3 * \frac{10 * 80 * 240}{4200} * \left[\left(\frac{80 * 80}{75 * 75} \right) - 1 \right]$$
$$A_{sh} = 1.889 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 1.889 \text{ cm}^2 \cong 2 \text{ ramales } \emptyset 10 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{10 * 80 * 240}{4200}$$

$$A_{sh} = 4.114 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 4.114 \text{ cm}^2 \cong 6 \text{ ramales } \emptyset 10 \text{ mm en cada sentido.}$$

De los dos resultados debemos tomar el mayor por lo que el diseño de estribos para columnas rectangulares por lo que trabajaremos con:

$$A_{sh} = 4.114 \text{ cm}^2 \cong 6 \text{ ramales } \emptyset 10 \text{ mm en cada sentido.}$$

– **Columnas Circulares.**

$$A_g = \frac{\pi * 80^2}{4}$$

$$A_g = 5026.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16 * 3.142$$

$$A_s = 50.265 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 5026.55 - 50.265$$

$$A_c = 4976.29 \text{ cm}^2$$

$$A_n = \frac{\pi * 72^2}{4} - 50.265$$

$$A_n = 4021.24 \text{ cm}^2$$

Cuantía de Armado del Zuncho:

$$V_{zunchos} = \pi * ds * Ab$$

Ab = el área de la sección del diámetro del zuncho.

ds = diámetro centro a centro del zuncho.

$$ds = 71.2 \text{ cm}$$

$$Ab = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$s = 4 \text{ cm}$$

Se toma un metro lineal de longitud de la columna para determinar el volumen del zuncho; según el espaciamiento existen 25 ramales de zuncho.

$$V_{\text{zuncho}} = 25 * \pi * 71.2 * 0.785$$

$$V_{\text{zuncho}} = 4389.75 \text{ cm}^3$$

$$\rho_s = \frac{V_{\text{zuncho}}}{V_n}$$

$V_n = \text{Volumen del núcleo}$

$$V_n = \frac{\pi * D^2}{4} * 100$$

$$V_n = \frac{\pi * 72^2}{4} * 100$$

$$V_n = 407150.408 \text{ cm}^3$$

$$\rho_s = \frac{4389.75 \text{ cm}^3}{407150.408 \text{ cm}^3}$$

$$\rho_s = 0.010782$$

$$\rho_{smin} = 0.425 * \frac{f'c}{Fy} * \left(\frac{Ac}{An} - 1 \right)$$

$$\rho_{smin} = 0.425 * \frac{240}{4200} * \left(\frac{4976.29}{4021.24} - 1 \right)$$

$$\rho_{smin} = 0.00577$$

NOTA: en caso de que la cuantía calculada sea menor que la cuantía mínima la columna debe diseñarse como una columna circular con estribos.

$$\rho_s = 0.12 * \frac{f'c}{Fy}$$

$$\rho_s = 0.12 * \frac{240}{4200}$$

$$\rho_s = 0.006857$$

2.11.- Diseño de los estribos en las vigas.

Seleccionamos el combo más crítico y con estos valores realizamos el cálculo de los estribos a capacidad.

Tomaremos el valor más alto de 40.92 T y 49.77 T.

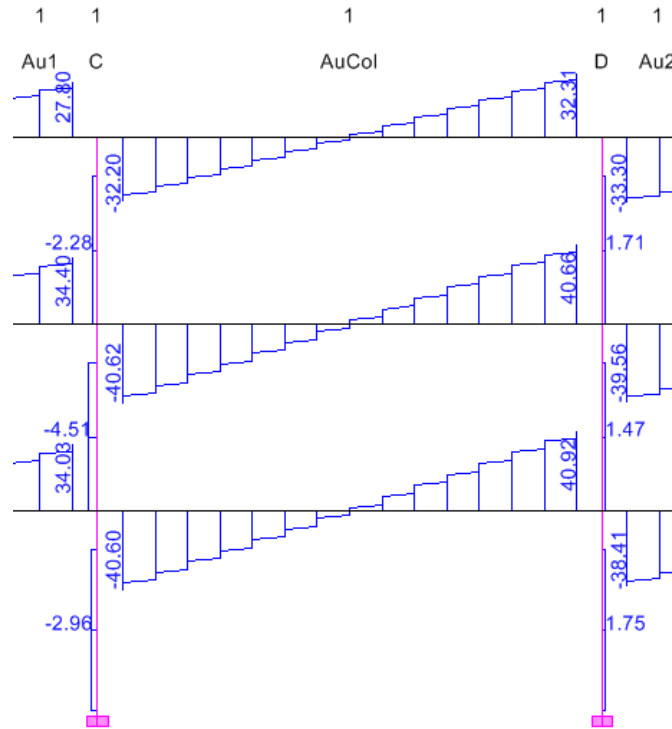


Figura 2.53: Diagrama de corte en vigas

Datos:

$b = 30 \text{ cm.}$
 $h = 60 \text{ cm.}$
 $rec = 2.5 \text{ cm.}$
 $d = 57.50 \text{ cm.}$
 $f_c = 240 \text{ Kg/cm}^2$
 $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Cálculo:

$V_u = 40.92 \text{ T.}$

$$V_u \leq \phi(V_s + V_c)$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$V_c = 14163.500 \text{ Kg}$
 $s = 10 \text{ cm}$
 Estribo = 10 mm
 Ramales = 3
 $A_v = 2.356 \text{ cm}^2$

$$V_s = \frac{A_v * F_y * d}{s}$$

$V_s = 56902.097 \text{ Kg}$

$0.85 * (V_s + V_c) = 60.406 \text{ T}$

CONTROL OK

En el control chequeamos la condición del cortante último:

$$V_u \leq \phi(V_s + V_c)$$

Es muy importante tomar en cuenta el número de ramales ya que con eso aumentamos o disminuimos el área de acero.

Compararemos con dos ramales de estribo:

$V_s = 37934.731 \text{ Kg}$

$0.85 * (V_s + V_c) = 44.283 \text{ T}$

CONTROL OK

Podemos observar que con dos ramales también cumplimos con la condición pero el cortante calculado es muy cercano al cortante último; y por seguridad tomaremos como diseño el de tres ramales.

$V_u = 49.77 \text{ T}$.

$V_c = 14163.500 \text{ Kg}$

$s = 10 \text{ cm}$

Estribo = 10 mm

Ramales= 3
 Av= 2.356 cm²
 Vs= 56902.097 Kg
 0.85*(Vs+Vc)= 60.406 T
CONTROL OK

Según el cálculo trabajaremos con estribos de 10 mm y 3 ramales.

2.12.- Longitud de desarrollo de barras en tracción.

La longitud de desarrollo **ldh** para una barra con gancho estándar de 90° en concreto de peso normal no debe ser menor que el mayor valor entre **8db**, 150 mm, y la longitud requerida por la siguiente ecuación:

$$l_{dh} = \frac{f_y * d_b}{5.4 * \sqrt{f'_c}}$$

Para tamaños de barras No. 10 a No. 36.

Para concreto liviano, **ldh** para una barra con gancho estándar de 90° no debe ser menor que el mayor valor entre **10db**, 190 mm, y 1.25 veces la longitud requerida por la ecuación antes mencionada.

El gancho de 90° debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde.

Para barras No. 10 a No. 36, **ld**, la longitud de desarrollo en tracción para una barra recta, no debe ser menor que la mayor de (a) y (b):

(a) 2.5 veces la longitud requerida si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo la barra no excede de 300 mm.

(b) 3.5 veces la longitud requerida si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo de la barra excede de 300 mm.

Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o elemento de borde. Cualquier porción de *ld* fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor de 1.6.

Si se usa refuerzo recubierto con epóxico, las longitudes de desarrollo deben multiplicarse por el factor correspondiente especificado en el Capítulo 12.

NOTA: utilizaremos una longitud de 200 mm; con lo que cumplimos con la longitud mínima de 150 mm.

CAPÍTULO III

PARÁMETROS DE DISEÑO HIDRÁULICO

3.1.- Hidrología.

Hemos tomado del INAMHI los datos pluviométricos del río Lumbaqui perteneciente a la provincia de Sucumbios para así tener una referencia de las características pluviométricas de la zona donde se van a realizar los proyectos.

Tabla 3.1: Pluviometría del Río Lumbaqui

MB77		LUMBAQUI										INAMHI							
MES	HELIOFANIA (Horas)	TEMPERATURA DEL AIRE A LA SOMBRA (°C)						HUMEDAD RELATIVA (%)				PUNTO DE ROCIO (°C)	TENSION DE VAPOR (hPa)	PRECIPITACION(mm)			Número de días con precipitación		
		ABSOLUTAS		MEDIAS				Máxima	día	Mínima	día			Media	Suma Mensual	Máxima 24hrs		día	
		Máxima	día	Mínima	día	Máxima	Mínima												Mensual
ENERO		31,0	3	17,0	22	28,7	19,5	23,6	100	25	58	22	90	21,7	25,9	548,2	99,3	28	25
FEBRERO		32,0	13			29,9		24,3	100	2	57	23	89	22,2	26,9	446,6	103,6	13	23
MARZO		32,0	2			29,2		23,9	100	6	63	24	90	22,0	26,5	382,2	78,4	7	25
ABRIL		32,5	3			29,4		24,0					89	22,0	26,5	441,7	72,1	26	25
MAYO		32,0	1			28,1		23,2					91	21,4	25,6	556,7	94,0	9	28
JUNIO		31,5	10			27,9	19,5	23,0	100	7	55	5	89	21,1	25,1	337,4	77,5	5	27
JULIO		31,5	26			28,2	19,0	23,0	100	4	57	16	88	20,7	24,5	492,7	70,0	15	25
AGOSTO						29,3		23,6	100	3	53	14	87	21,0	24,9	476,7	124,0	15	22
SEPTIEMBRE		33,0	15			29,6	18,0	23,7	100	19	51	4	85	20,9	24,7	626,2	125,0	29	22
OCTUBRE		33,5	25			30,5		24,8	100	11	57	24	84	21,7	25,9	378,9	102,1	1	22
NOVIEMBRE		32,0	1			29,8	19,5	23,8					86	21,2	25,2	689,4	72,0	10	24
DICIEMBRE		32,0	25			28,4		23,5	100	12	61	25	89	21,5	25,7	495,3	67,7	27	28
VALOR ANUAL						29,1		23,7					88	21,5	25,6	5872,0	125,0		296

3.2.- Normas sobre la potabilización del agua.

El agua apta para el consumo humano debe estar libre de elementos patógenos y sustancias tóxicas o nocivas para la salud. Es por esto que el agua considerada potable debe cumplir con las normas nacionales establecidas, verificando los aspectos físico – químicos y bacteriológicos, los cuales se presentan a continuación:

3.2.1.- Normas bacteriológicas.

El agua potable desde el punto de vista bacteriológico, no debe mostrar la presencia de bacterias en especial del E coli y de virus.

Para garantizar la calidad del agua producida, las normas de la Organización Mundial de la Salud (OMS) recomienda lo siguiente:

1. En el curso del año, el 95% de las muestras tomadas no deben contener ningún germen coliforme en 100 ml.
2. Ninguna muestra ha de contener E coli en 100 ml.
3. Ninguna muestra ha de contener más de 10 gérmenes coliformes por 100 ml.
4. En ningún caso han de hallarse gérmenes coliformes en 100 ml. en dos muestras consecutivas.

Las normas bacteriológicas de la Organización Mundial de la Salud (OMS), Agencia para la Protección del Ambiente (EPA) de los Estados Unidos y de la Unión Europea se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 3.2: Normas Bacteriológicas

Entidad	Organismo	Unidad	Valor	Observaciones
OMS				
1. Agua Tratada entrando al sistema de distribución	Coliformes			En el 90% de las muestras analizadas en grandes sistemas. Para el agua no sometida a tratamiento se acepta hasta 3 coliformes / 100 ml y para agua no distribuida por tubería hasta 10 coliformes / 100 ml.
	Fecales	Número/100 ml	0	
	Coliformes Totales	Número/100 ml	0	
2. Agua en el sistema de distribución.	Coliformes			Ocasionalmente en alguna muestra pero no en muestras consecutivas.
	Fecales	Número/100 ml	0	
	Coliformes Totales	Número/100 ml	0	
	Coliformes Totales	Número/100 ml	3	
EE.UU.				
	Coliformes			Para menos de 40 muestras por mes 1 positiva. Para mas de 40%: 5% positivas maximo.
	Fecales	Número/100 ml	0	
	Giardia	Reducción de 3 logs (99.9%)		
	Virus	Reducción minima 4 logs (99.9%)		
Unión Europea.				
	Coliformes			
	Fecales	Número/100 ml	0	

3.2.2.- Normas físico-químicas.

Las sustancias que el agua no debe contener se clasifican en dos grupos:

1. Sustancias tóxicas.
2. Sustancias que pueden producir ciertas enfermedades.

Las principales sustancias y sus valores recomendables y permisibles establecidos por las normas de la Organización Mundial de la Salud (OMS), las Normas de la Agencia para la Protección del Ambiente (EPA) de los Estados Unidos y de la Unión Europea se detallan en la tabla que se presenta a continuación:

Tabla 3.3: Parámetros Físico – Químicos de potabilidad

Parámetros	OMS 1985 Valor Guía	Union Europea Nivel Guía	EE.UU. 1998	Produce
Turbiedad	< 1.0 Unt. por todo el	0 - 1 Unt.	0.5 Unt. 95%del	Interfiere con la desinfectación
			tiempo para agua	
			filtrada. Filtro lento	
			1-5 Unt. 95% del tiempo	
Color Verdadero UC	15	1	5 UC	Con el cloro crea Trihalometanos
Olor	0	0	Inofensivo	Molesta al consumidor
Sabor	0	0	Inofensivo	Molesta al consumidor
Aluminio MG/L	0.2	0.05	0.1	Interfiere la diálisis de pacientes de riñón
Antimonio MG/L	-	-	0.006	Altera colesterol y niveles de glucosa
Asbesto MG/L	-	-	7.0 millones de fibras/L	Tumores benignos
Arsénico	0.05	0.05	0.05	Cáncer en la piel y afecta los nervios
Bario MG/L	-	0.1	2	Afecta el sistema circulatorio
Cadmio	0.005	0.005	0.005	Se concentra el el hígado, riñones y páncreas
Berilio MG/L	-	-	0.004	Riesgo cáncer huesos y pulmones

Parámetros	OMS 1985 Valor Guía	Union Europea Nivel Guía	EE.UU. 1998	Produce
Berilio MG/L	-	-	0.004	Riesgo cáncer huesos y pulmones
Cromo MG/L	0.05	0.005	0.1	Efectos en el hígado y los riñones
Cloruro MG/L	250	200	-	Afecta la digestión y produce mal sabor
Cianuro	0.1	0.050	0.2	Efectos en el baso, hígado y riñones
Fluoruros MG/L	1.5	1.5 - 0.7	4	Daño de los dientes y los huesos
Fenol MG/L	0.001	-	-	Interfiere cloración
Mercurio MG/L	0.001	0.001	0.002	Daña sistema nervioso
Hierro MG/L	0.3	0.050	-	Agua roja
Magnesio MG/L	-	30	-	Puede contribuir a enfermedades cardíacas
Manganeso MG/L	0.1	0.02	-	Agua roja
Níquel MG/L	-	0.050	0.1	Sensibiliza piel y sistema nervioso
Nitratos como N	-	2.5	10	Disminuye la oxigenación de la sangre en niños (metemoglobinemia)
Nitros como N	-	-	1	
Total Nitritos				
Nitratos MG/L	10	-	10	
Selenio MG/L	0.01	-	0.05	Ataca sistema nervioso
Sulfatos MG/L	400	25	500	Daños estomacales
Talio MG/L	-	-	0.002	Altera hígado, riñones, intestino y cerebro
Plomo MG/L	0.05	0.05	0.015	Daña sistema nervioso y riñones
Cobre MG/L	1.0	0.1	1.5	Toxico para niños
Sodio MG/L	200.0	20	-	Afecta la presión sanguínea
Zinc	5.0	0.1		

Parámetros	OMS 1985 Valor Guía	Union Europea Nivel Guía	EE.UU. 1998	Produce
Alactor MG/L	0.003	0.001	0.002	Riesgo de cáncer
Atracine MG/L	-	0.001	1.003	Ataca sistema reproductivo y cardiovascular
Clordano MG/L	0.003	0.001	0.002	Riesgo de cáncer
Carbofuran MG/L	-	0.001	0.04	Ataca sistema reproductivo y nervioso
Delapon MG/L	-	0.001	0.2	Ataca hígado y riñones
Dinoseb MG/L	-	0.001	0.007	Afecta tiroides y reproducción
PDT MG/L	0.001	0.001	-	Afecta sistema nervioso
Dieldrin - Aldrin MG/L	0.0003	0.001	-	Afecta hígado y nervios
Diquat MG/L	-	0.001	0.02	Afecta hígado e intestinos
Endrin MG/L	0.01	-	0.002	Ataca sistema nervioso
Epiclorohidrin MG/L	-	-	0.002	Afecta hígado, intestinos riñones y reproducción
Glifosfato MG/L	-	0.001	0.7	Ataca hígado y riñones
Heptacloro MG/L	0.0001	0.001	0.0004	Riesgo de cáncer
Lindano MG/L	0.003	0.001	0.0002	Afecta hígado riñones y nervios
Pentaclorofenol MG/L	0.01	0.001	0.001	Riesgo de cáncer
Picloram MG/L	-	0.001	0.5	Afecta hígado y riñones
Simazine MG/L	-	0.001	0.004	Riesgo de cáncer
Toxafene MG/L	-	0.001*	0.003	Riesgo de cáncer
Benceno MG/L	0.01	-	0.005	Riesgo de cáncer
Hexaclorobenceno MG/L	0.0001	-	-	Riesgo de cáncer
Tetracloruro de carbono MG/L	0.003	-	0.005	Riesgo de cáncer

Parámetros	OMS 1985 Valor Guía	Union Europea Nivel Guía	EE.UU. 1998	Produce
Para-Dicloro- benceno MG/L	-	-	0.075	Riesgo de cáncer
Orto-Dicloro benceno MG/L	-	-	0.6	Afecta hígado y riñones
1.2-Dicloro etano MG/L	0.001	-	0.005	Riesgo de cáncer
1.1-Dicloro etileno MG/L	-	-	0.007	Afecta hígado y riñones
Cis-1.2 Dicloro etileno MG/L	-	-	0.07	Afecta hígado y sistema nervioso
Trans-1.2 Dicloro etileno MG/L	-	-	0.1	Afecta hígado y sistema nervioso
Dicloro metano MG/L	-	-	0.005	Riesgo de cáncer
1.2-Dicloro propano MG/L	-	-	0.005	Riesgo de cáncer
Etilbenceno MG/L	-	-	0.7	Afecta riñones e hígado
Monocloro benceno MG/L	-	-	0.1	Afecta riñones e hígado
Estireno MG/L	-	-	0.1	Afecta hígado y sistema nervioso
Tetracloro etileno MG/L	-	-	0.005	Riesgo de cáncer
Tolveno MG/L	-	-	1	Afecta riñones y sistema nervioso
1.2.4-Tricloro benzeno MG/L	-	-	0.07	Afecta hígado y riñones
1.1-Tricloro etano MG/L	-	-	0.02	Afecta hígado y riñones
Tricloro etileno MG/L	-	-	0.005	Riesgo de cáncer
Cloruro de vinilo MG/L	-	-	0.002	Riesgo de cáncer

Parámetros	OMS 1985 Valor Guía	Union Europea Nivel Guía	EE.UU. 1998	Produce
Cloroformo MG/L	0.03	-	-	Riesgo de cáncer
Trihalometanos MG/L	0.025 - 0.25	0.001	0.08	Riesgo de cáncer
Resid. Sólidos Filtr. MG/L	1000	-	500	Indicio de mala purificación
Partículas Alfa Picuríes/L	-	-	15	Peligro de cáncer
Radio 226+228 Picuríes/L	-	-	20	Peligro de cáncer
Partículas Beta Milirrem/Año	-	-	4	Peligro de cáncer
Radón Picuríes/L	-	-	300	Peligro de cáncer
* Nota: La Union Europea acepta un valor máximo recomendado de 0.005 para el conjunto de pesticidas.				
Desinfectantes	Máximo residual de desinfección		Efectos sobre la salud	
	mg/l			
Cloro como Cl ₂	4.0		-	
Cloraminas como Cl ₂	4.0		Anemia hemolítica en enfermos con diálisis	
Dióxido de cloro como Cl ₂	0.8		-	
Trihalometanos totales (THM)	0.08		Anemia hemolítica	
Ácidos haloacéticos (HAA)	0.06		Riesgo de cáncer	
Clorito	1.0		Riesgo de cáncer	
Bromato	0.01		Riesgo de cáncer o efectos en el sistema nervioso o el hígado	

3.2.3.- Norma INEN.

Según el Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN) el agua potable para consumo humano debe cumplir con los requisitos establecidos en el Anexo N° 1.

3.2.4.- Calidad de las Aguas.

Se presenta un cuadro con la calidad de aguas que pertenecen al sistema Hidrográfico Quijos-Coca-Napo donde se realizaron dos campañas de toma de muestras para tener un conocimiento de las características de la calidad de las aguas. En caso de que el proyecto llegue a efectuarse se recomienda comprobar los parámetros asumidos por los autores.

Tabla 3.4: Calidad de las Aguas pertenecientes a la Cuenca Quijos Norte y Sur

Fuente		Quijos Sur		Quijos Norte	
		1	2	1	2
Fecha de recolección:		04-08-05	02-09-05	04-08-05	31-08-05
	UNIDADES	ANÁLISIS FÍSICOS Y QUÍMICOS			
PH		7.28	7.1	6.97	6.9
COLOR APARENTE	Pt.Co	20	25	5	10
COLOR VERDADERO	Pt.Co	-	-	-	-
TURBIEDAD	NTU	4.2	4.1	0.88	3.2
LANGELIER		- 1.6	-1.55	-2.18	- 2.24
CONDUCTIVIDAD	uS	95	90	58	66
ALCALINIDAD TOTAL como CaCo3	mg/l	28	48	24	38
DUREZA TOTAL EDTA como CaCo3	mg/l	40	40	22	23
DUREZA CARBONATADA como CaCo3	mg/l	28	40	22	23
CALCIO Ca ++	mg/l	12.8	12.8	8.0	5.2
MAGNESIO Mg ++	mg/l	1.9	1.9	0.5	2.4
MANGANESO Mn ++	mg/l	0.017	0.022	0.01	0.027
HIERRO TOTAL	mg/l	0.5	0.7	0.25	0.032
HIERRO SOLUBLE	mg/l		0.35		
AMONIACO Como NH3 +	mg/l	0.06	0.07	0.04	0.05
NITRITOS como NO2 -	mg/l	0	0	0	0
NITRATOS como NO3 -	mg/l	0.88	0.88	0.44	0.44
FOSFATOS como PO4 - - - -	mg/l	0.05	0.15	0.04	0.08
	UNIDADES	ANÁLISIS MICROBIOLÓGICO			
COLIBACILOS TOTALES	NMP/100ml	150	170	26	110
COLIBACILOS FECALES	NMP/100ml	40	50	2	21

3.3.- Definición de procesos unitarios para tratamiento.

Existen varios procesos para purificar el agua y que sea biológicamente apta para el consumo humano.

Tabla 3.5: Proceso de potabilización del agua

PROCESO	PROPÓSITO
Tratamiento Preliminar	
Cribado	Remoción de desechos grandes que pueden obstruir o dañar los equipos en la planta.
Pretratamiento químico	Remoción eventual de algas y otros elementos acuáticos que causan sabor, olor y color.
Presedimentación	Remoción de grava, arena, limo y otros materiales sedimentables.
Aforro	Medida del agua cruda por tratar.
Tratamiento Principal	
Aireación	Remoción de olores y gases disueltos; adición de oxígeno para mejorar el sabor.
Coagulación/floculación	Conversión de sólidos no sedimentables en sólidos sedimentables.
Sedimentación	Remoción de sólidos sedimentables.
Ablandamiento	Remoción de dureza.
Filtración	Remoción de sólidos finos, floc en suspensión y la mayoría de
Estabilización	Prevención de incrustaciones y corrosión.
Desinfección	Exterminio de organismos patógenos.

En función a la tabla 3.4 definiremos un Tratamiento Primario que elimina sólidos gruesos y arenas.

3.3.1.- Coagulación.

Sabemos que en el agua se encuentran disueltas partículas coloidales o muy finas, pueden ser de origen orgánico o inorgánico conocidas como turbiedad; algunas de estas son las que le dan al agua color, sabor y olor.

La coagulación implica tres etapas:

1. Adición de coagulante.
2. Desestabilización de la partícula coloidal.
3. Formación de flóculos o floc.

Al adicionar sales coagulantes como sulfato de aluminio, sulfato férrico o cloruro férrico, produce cationes poliméricos, cuyas cargas positivas neutralizan las cargas negativas de los coloides, permitiendo que las partículas se unan formando aglomerados pequeños denominados flóculos o floc.

Es necesario realizar pruebas de laboratorio como la prueba de tratabilidad o prueba de jarras con el objetivo de encontrar la dosificación adecuada para formar los flóculos; esta prueba consiste en seis jarras de dos litros conectadas a unos agitadores con motor; simulando las mismas condiciones de la mezcla.

3.3.1.1.- Prueba de Jarras.

A continuación se detalla el procedimiento de esta prueba de laboratorio.

1. Tomamos las seis muestras de agua cruda y medimos sus propiedades físicas tales como el pH, color, turbiedad y alcalinidad.
2. Preparamos seis concentraciones diferentes de coagulante. Por ejemplo: 5, 10, 15, 20, 25, 30 mg/l.
3. Realizamos una agitación rápida y ponemos la solución del coagulante en las jarras al mismo tiempo. Agitamos a gran velocidad de 1 a 2 minutos con el objetivo de simular la coagulación.
4. Agitamos a velocidad lenta de 20 a 25 min. simulando la floculación; en esta etapa se puede observar a simple vista la formación de flóculos tomando en cuenta que el floculo que nos interesa es el hidrofóbico aquel que se sedimenta; no así el hidrofílico el que se adhiere a las paredes de la jarra.
5. Apagamos el motor, para simular la sedimentación de 10 a 15 min, y tomamos una muestra del agua de cada una de las jarras para medir nuevamente las propiedades físicas:

- pH,
 - color,
 - turbiedad, y
 - alcalinidad.
6. Tomamos la concentración que ha producido los mejores resultados de las características físicas en el agua clarificada; repetimos el proceso con concentraciones cercanas a la escogida para encontrar la dosis óptima.
7. Con la dosis óptima repetimos el proceso, variando la velocidad de los mezcladores, con el fin de encontrar el tiempo de residencia adecuado.

En conclusión con esta prueba determinamos:

- Dosis óptima de coagulante.
 - pH óptimo.
 - Gradientes óptimos de velocidad.
 - Tiempos de residencia.
8. Utilizando papel filtro tomamos muestras del agua clarificada para poder medir color, turbiedad y NMP/100 mL (número más probable de coliformes).

3.3.2.- Floculación.

Conocida también como mezcla lenta que consiste en la aglomeración o reunión de los flóculos formados en la coagulación. Para lograr esta reunión, las diminutas partículas coaguladas son puestas en contacto unas con otras sin romper o disturbar los agregados preformados, mediante agitación lenta prolongada; durante la cual las partículas o flóculos se aglomeran, incrementan su tamaño y adquieren mayor densidad.

En conclusión el floculador es un tanque de mezcla suave y lenta, con un tiempo de residencia relativamente prolongado.

3.3.3.- Sedimentación.

En el proceso de sedimentación conseguimos que los flóculos más grandes y con mayor densidad que el agua, se precipiten al fondo del tanque por efecto de la gravedad.

3.3.4.- Filtración.

El objetivo de la filtración es el remover el material no sedimentable que se encuentra en el agua como turbiedad, para lograr dicha remoción se utiliza medios porosos que generalmente son arena o arena y antracita.

La filtración es importante en la remoción de microorganismos, debido a que muchos de ellos son resistentes a la desinfección y, sin embargo, son relativamente fáciles de remover a través de la filtración.

3.3.5.- Desinfección.

Consiste en eliminar todas las bacterias y virus presentes en el agua que no pudieron ser removidos mediante los procesos anteriores, siendo el cloro el principal desinfectante empleado. La disolución de este gas en agua a 25°C y 1 atmósfera de presión es aproximadamente 7g/l. Cuando el cloro se disuelve en agua, reacciona con ésta para formar ácido hipocloroso (HOCl).

El agua desinfectada se almacena y debe quedar al menos con 0,2 mg/l de cloro residual para prevenir la contaminación biológica en el camino de la planta al consumidor.



Figura 3.1.- Proceso de potabilización

CAPÍTULO IV

GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

4.1.- Recopilación de Información Existente.

En vista que es un proyecto a nivel de prefactibilidad, hemos realizado la recopilación de estudios de suelos que se han desarrollado en lugares cercanos a la ubicación del proyecto. Es por ello que recomendamos, verificar los datos tomados para el proceso de cálculo de la cimentación si el proyecto se llega a ejecutar.

4.1.1.- Informes.

4.1.1.1.- Informe VHR.

4.1.1.1.1.- Antecedentes.

Por contratación con la Empresa de construcciones COINTEC SA, representada por el Ing. Alberto Pabón, se procedió a la ejecución del Estudio de Suelos, para la construcción de la Línea Eléctrica en Campo Petrolero VHR, en Cuyabeno, para Petroecuador, en la provincia de Sucumbíos.

Esta línea atenderá los requerimientos de energía de la empresa petrolera Petroecuador, para los diferentes sitios de producción.

4.1.1.1.2.- Trabajos Realizados.

De acuerdo a las instrucciones y necesidades que para dicha construcción se requieren, se ejecutaron 6 perforaciones con profundidades de 6.00 a 9.00 m en los sitios más representativos de tal forma de agrupar los suelos en zonas que presenten propiedades físicas y mecánicas semejantes y lograr de esta manera las mejores soluciones para la cimentación de dichas estructuras.

Las perforaciones se ejecutaron en los sitios de ubicación de cada poste, con realización de ensayos de penetración estándar cada 0.50 m de profundidad para medir la resistencia del suelo a estos niveles, determinando el número de golpes “N” necesarios para una penetración de 0.30 m de profundidad, de un tubo partido de dimensiones standard, además se tomaron muestras alteradas para su identificación visual manual en el campo, y de esta manera determinar la clasificación SUCS de estos suelos, todos estos resultados constan en el anexo N° 2.

Con los valores obtenidos podemos conocer el tipo de subsuelo que se dispone, y así lograr la mejor solución tanto para la cimentación de las estructuras principales, como para las obras adicionales que se crean necesarias.

Los resultados de las perforaciones, el tipo de suelo, las resistencias del mismo a diferentes profundidades, mediante la penetración standard, constan en las hojas correspondientes a "Resumen de Resultados", Anexo N° 2.

Paralelamente con las perforaciones y muestreo de suelos, se evaluó las condiciones del lugar en lo que respecta a estabilidad, vegetación, sistemas de drenaje, origen de éstos suelos, factores fundamentales para evaluar las condiciones existentes a la fecha en lo que respecta a suelos de cimentación.

4.1.1.1.3.- Análisis de Resultados.

Analizando los resultados obtenidos, de las perforaciones, del recorrido de la ruta, ensayos de penetración standard, clasificación visual manual SUCS, se tiene un sector con un subsuelo con las siguientes características:

Topográficamente se caracterizan por ser terrenos ondulados, relativamente planos, lo que da como resultado que en los sitios bajos se hayan formado pequeños pantanos, algunos de

los cuales se encuentran inundados con niveles de agua permanente entre 0.00 y 0.20 m, a pesar que en esta época es verano.

La vegetación corresponde a una típica montañosa, con grandes árboles, arbustos y pequeños cultivos, característico de la región oriental.

En lo que respecta a los suelos como materiales de cimentación, para efectos de construcción, se ha definido claramente dos zonas, una donde existen pequeñas lomas conformadas por suelos duros, mientras que en una zona baja con presencia de agua superficial, los suelos son blandos e inundados.

4.1.1.1.3.1.- Zona A: Pequeñas lomas, suelos residuales.

Son generalmente arcillas limosas, de color café claro y café rojizo con manchas grises y amarillentas, del tipo CH, con diferente consistencia, desde blanda superficialmente, y dura a nivel de cimentación ($D_f = 2.50$ m, $q_a =$ de 10 a 20 t/m²) muy húmedas y muy plásticas en la superficie, corresponden a suelos residuales con características propias de dichos suelos, son estables, comprenden por lo menos el 80 % de la línea.

El valor de **N** está entre 5 y 30 golpes hasta nivel de cimentación, aumentando este valor a mayores profundidades.

4.1.1.1.3.2.- Zona B: Sitios bajos, inundados.

Son arcillas limosas color café claro en la superficie, a partir de los 2.00, son suelos de color rojizo con mancha grises y amarillentas, húmedas y plásticas, están en terrenos bajos con ligera pendiente lo que ha permitido tener suelos con alguna resistencia a nivel de cimentación, ($D_f = 2.50$ m, $q_a = 10$ t/m²), son suelos producto de la meteorización de las areniscas sedimentarias, son estables, corresponde aproximadamente el 20 % de la línea.

N está entre 3 y 8 golpes hasta nivel de cimentación, aumentando este valor a mayores profundidades.

4.1.1.1.4.- Observaciones.

Como se puede observar los suelos arriba descritos, presentan características físicas semejantes, notándose las diferencias en su resistencia debido a las condiciones permanentes de humedad, lo que depende de la mayor o menor facilidad de drenaje.

Se ha encontrado que los suelos, con niveles más altos respecto a los pantanos tienen una mayor resistencia, la misma que está señalada puntualmente para las estructuras estudiadas en la hoja de “Resumen de Resultados” y en el cuadro de “Resumen de Recomendaciones y Características de Fundación” para cada estructura.

4.1.1.1.5.- Conclusiones y Recomendaciones.

Del análisis de los resultados se puede concluir que a lo largo de los sitios estudiados, se encontró hasta la profundidad explorada suelos compuestos por arcillas limosas del tipo CH, de color café rojizo, con manchas grises y verdosas, muy húmedos, plásticos y blandos, en los sitios bajos y pantanosos se encuentra la arcilla y los limos alternados con estratos de arenas finas de color café claro oxidado, teniendo un conjunto compacto a partir de los 3.00 ó 4.00 m

Esta diferente condición de los suelos debido a su humedad ha permitido que hayamos dividido para efectos de construcción en dos zonas, las mismas que se cimentarán de acuerdo a las recomendaciones citadas en el cuadro de “Resumen de Recomendaciones y Características de Fundación”, el cual se resume de la siguiente manera:

Tabla 4.1: Resumen de Recomendaciones y Característica.

Zona	Tipo de Fundación	Profundidad Df (m)	Cap. de carga qa (t/m ²)	Longitud (m)	Diámetro (pulg)
A	ALTERNATIVA 1.- Directa, plintos	2.50	15.00	--	--
	ALTERNATIVA 2.- Pilotes	8.00		8.00	6 5/8
B	ALTERNATIVA 1.- Directa, plintos	2.50	10.00		
	ALTERNATIVA 2.- Pilotes	10.00	--	10.00	6 5/8

Para el estudio se efectuaron perforaciones en 6 sitios, y en base de ello se genera las recomendaciones para toda la línea, por esta razón será necesario en los sitios no perforados cuyas recomendaciones son estimadas, comprobar al momento de construir los valores para ellos establecidos.

Se efectuaron perforaciones en siete postes.

Los valores recomendados de los parámetros del suelo para el diseño de las cimentaciones son:

$$\gamma = 1.82 \text{ t/m}^3, \quad C = 4,60 \text{ t/m}^2, \quad \Phi = 7^\circ, \quad q_a = 10 \text{ t/m}^2$$

- **Factor de Seguridad:** $F_s = 3$
- **Coefficiente de Balasto:** $K_s = 8 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$, valor adoptado en base a correlaciones existentes en tablas para este tipo de suelo.
- **Asentamientos:** Los valores de los asentamientos son estimados de acuerdo a las consideraciones que se hacen en el ensayo de penetración standard para este

tipo de suelos, siendo estos menores a 10 mm, considerando las recomendaciones constructivas, de profundidad y capacidad de carga aquí señaladas.

4.1.1.2.- Informe Fanny Generación - Dorine 4.

4.1.1.2.1.- Antecedentes.

Por contratación con la Empresa de construcciones COINTEC SA, representada por el Ing. Alberto Pabón, se procedió a la ejecución del Estudio de Suelos, para la construcción de la Línea de Transmisión Eléctrica, Fanny Generación - Dorine 4, en el sector San José, en la provincia de Sucumbíos, cantón Tarapoa en el oriente ecuatoriano.

Esta línea atenderá los requerimientos de energía eléctrica de la empresa petrolera AEC Ecuador Ltd, en este sector.

4.1.1.2.2.- Trabajos Realizados.

De acuerdo a las necesidades que para dicha construcción se establecieron, se realizó 2 perforaciones con profundidades de 11.00m cada una en los sitios más representativos de la línea, en las abscisas 0+360, y 1+870m, con estas perforaciones se determinó las propiedades de los suelos y en base de ello, determinar zonas que presenten propiedades físicas y mecánicas semejantes y lograr de esta manera, las mejores soluciones para la cimentación de dichas estructuras.

Las perforaciones se ejecutaron, con realización de ensayos de penetración estándar cada 0.50m de profundidad para medir la resistencia del suelo a estos niveles, determinando el número de golpes “N” necesarios para una penetración de 0.30m de profundidad, de un tubo partido de dimensiones standard, además se tomaron muestras alteradas para su identificación visual manual en el campo, y de esta manera determinar la clasificación SUCS de estos suelos, todos estos resultados constan en el anexo N° 2.

Con los valores obtenidos podemos conocer el tipo de subsuelo que se dispone, y así lograr la mejor solución tanto para la cimentación de las estructuras principales, como para las obras adicionales que se crean necesarias.

Los resultados de las perforaciones, el tipo de suelo, las resistencias del mismo a diferentes profundidades, mediante la penetración standard, constan en las hojas correspondientes a

4.1.1.2.3.- Resumen de Resultados.

Paralelamente con las perforaciones y muestreo de suelos, se evaluó las condiciones del lugar en lo que respecta a estabilidad, vegetación, sistemas de drenaje, origen de éstos suelos, factores estos fundamentales para evaluar las condiciones existentes a la fecha en lo respecta a suelos de cimentación.

4.1.1.2.4.- Análisis de Resultados.

Analizando los resultados obtenidos, de las perforaciones, del recorrido de la ruta, ensayos de penetración standard, clasificación visual manual SUCS, se tiene un sector con un subsuelo con las siguientes características:

Topográficamente se caracteriza por ser terrenos planos, lo que da como resultado suelos generalmente pantanosos, sitios en los cuales la mayoría se encuentran inundados con niveles de agua permanente entre 0.00 y 1.00m aproximadamente, a pesar de no estar en época de invierno.

La vegetación corresponde a una típica montañosa, con grandes árboles, y arbustos, característico de la región oriental.

En lo que respecta a los suelos como materiales de cimentación, para efectos de construcción, se ha definido claramente una zona, con suelos blandos pantanosos e

inundados, existiendo sitios que si bien a la fecha no están inundados corresponden de igual manera, para efectos de construcción a suelos blandos y muy blandos.

4.1.1.2.4.1.- Sitios bajos, inundados.

Superficialmente, se encuentran inundados, con niveles de agua entre 0.00 y 1.00m, corresponden a arcillas limosas, color gris, o arcillas limosas color café claro, alternadas erráticamente con presencia de poca arena fina, forman un conjunto de color gris blando y muy blando hasta los 7.00m, para mejorar su capacidad portante hasta los 11.00m explorados, se cimentará mediante pilotes con una longitud efectiva de hincado entre $L=11$ y 12m, y un diámetro de 30cm.

El número de golpes, N esta entre 0 y 5 golpes hasta 7.00m de profundidad, para luego aumentar este valor ligeramente entre 5 y 25 golpes hasta los 11.00m.

4.1.1.2.5.- Observaciones.

Como se puede observar los suelos arriba descritos, presentan características físicas semejantes, notándose las diferencias en su resistencia debido a las condiciones permanentes de humedad, lo que depende de la mayor o menor facilidad de drenaje.

4.1.1.2.6.- Conclusiones y Recomendaciones.

Del análisis de los resultados se puede concluir que a lo largo de los sitios estudiados, se encontró hasta la profundidad explorada suelos compuestos por arcillas limosas, y limos arcillosos del tipo CH-MH, alternadas con presencia de estratos muy pequeños de arena fina del tipo SM, de color gris con manchas amarillentas y verdosas, muy húmedas, saturadas, muy plásticas, formando conjuntos muy blandos hasta 7.00m, luego de lo cual se encuentran suelos más duros conforme aumenta la profundidad.

En base de estos resultados, se generan las recomendaciones para toda la línea, por esta razón será necesario en los sitios no perforados cuyas recomendaciones son estimadas, hincar los pilotes hasta el rechazo.

Los tipos de suelos encontrados en la línea, y de acuerdo a la similitud observada a lo largo de la misma, y en líneas construidas junto a la presente, nos permite dar las siguientes recomendaciones de cimentación.

- **Cimentación:** **Profunda mediante pilotaje**
- **Longitud del pilote** **L = 12 m, (El hincado deberá efectuarse hasta el rechazo)**
- **Factor de Seguridad:** **Fs = 3**
- **Coefficiente de Balasto:** **Ks = 4 kg/cm²/cm, hasta 7.00m de profundidad**
Ks = 10 kg/cm²/cm para profundidades mayores a 7.00m.

Valores adoptados en base a correlaciones existentes en tablas para este tipo de suelo.

Los parámetros recomendados referentes a cohesión y ángulo de fricción interna del suelo para el diseño de las cimentaciones son:

Hasta 7.00m de profundidad: $\gamma = 1.61 \text{ t/m}^3$, $C = 1,50\text{t/m}^2$, $\Phi = 5^\circ$, $q_a < 3\text{t/m}^2$

Desde 7.00m de profundidad: $\gamma = 1.63 \text{ t/m}^3$, $C = 5,00\text{t/m}^2$, $\Phi=15^\circ$, $q_a = 10\text{t/m}^2$

- **Asentamientos:** Los valores de los asentamientos son estimados de acuerdo a las consideraciones que se hacen en el ensayo de penetración standard para este tipo de suelos, siendo estos menores a 10mm, considerando las recomendaciones constructivas, de profundidad y capacidad de carga aquí señaladas.

CAPÍTULO V

DISEÑO DEL MODELO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO

5.1.- Diseño con Columnas Cuadradas.

5.1.1.- Diseño de la Cimentación.

En base a los estudios de suelos recopilados, se estableció seguir las recomendaciones del diseño de la cimentación; para ello hemos utilizado los resultados del “INFORME DEL ESTUDIO DE SUELOS PARA CONSTRUCCIÓN DE LÍNEA ELÉCTRICA: FANNY GENERACIÓN - DORINE 4”, ubicado en el literal 4.1.1.2.5.

5.1.1.1.- Diseño de Pilotes.

Datos:

D = 0.30 m.

L = 10 m.

Hasta 7.00m de profundidad: $\gamma = 1.61 \text{ t/m}^3$, $C = 1,50\text{t/m}^2$, $\phi = 5^\circ$, $q_a < 3\text{t/m}^2$

Desde 7.00m de profundidad: $\gamma = 1.63 \text{ t/m}^3$, $C = 5,00\text{t/m}^2$, $\phi = 15^\circ$, $q_a = 10\text{t/m}^2$

5.1.1.1.1.- Capacidad de carga del pilote a punta.- para el cálculo de la capacidad de carga del pilote a punta utilizaremos las siguientes metodologías:

5.1.1.1.1.1.- Método de Meyerhof.

$$Q_p = A_p * q' Nq^* = A_p * \gamma * L * Nq^*$$

Según $\phi = 15^\circ$, el valor de $Nq^* \approx 6.8$.

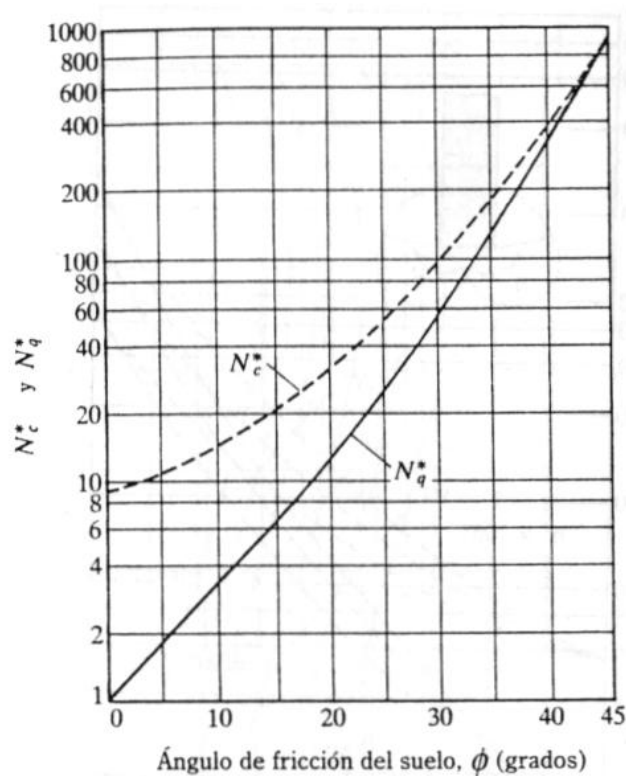


Figura 5.1: Variación de los valores máximos de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción del suelo ϕ (según Meyerhof, 1976)

$$A_p = \frac{\pi * (D^2)}{4}$$

$$A_p = \frac{\pi * (0.30^2)}{4}$$

$$A_p = 0.070686 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 0.070686 \text{ m}^2 * 1.63 \left(\frac{T}{\text{m}^3} \right) * 10 \text{ m} * 6.8$$

$$Q_p = 7.834 T$$

5.1.1.1.2.- Método de Vesic.

$$Q_p = A_p * (c * N_c^* + \sigma'_o * N_\sigma^*)$$

Según $\phi = 15^\circ$:

Tipo de suelo	Ir
Arena	70-150
Limos y arcillas (condición drenada)	50-100
Arcillas (condición no drenada)	100-200

Para condiciones sin cambio de volumen (arena densa o arcilla saturada), $\Delta=0$, por lo que:

$$Ir = Irr$$

Irr	N_σ^*	N_c^*
100	9.33	31.08
200	11.28	38.37

Los factores de capacidad de carga N_σ^* y N_c^* se obtuvieron de la siguiente tabla, basados en la teoría de expansión de cavidades:

		Irr									
ϕ	Factores	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
15	N_c^*	14.79	18.66	23.35	26.53	29.02	31.08	38.37	43.32	47.18	50.39
	N_σ^*	4.96	6.00	7.26	8.11	8.78	9.33	11.28	12.61	13.64	14.50

$$\sigma'_o = \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) * q'$$

K_o = coeficiente de presión de suelo en reposo = $1 - \text{sen}\phi$

N_σ^* y N_c^* = factores de capacidad de carga.

$$K_o = 1 - \text{sen}(15)$$

$$K_o = 0.741181$$

$$\sigma'_o = \left(\frac{1 + 2 * (0.741181)}{3} \right) * 1.63 \left(\frac{T}{m^3} \right) * 10m$$

$$\sigma'_o = 13.4875 \frac{T}{m^2}$$

$$Q_p = A_p * (c * N_c^* + \sigma'_o * N_\sigma^*)$$

Para Irr=100

$$Q_p = 0.070686 * \left(5 \frac{T}{m^2} * 31.08 + 13.4875 \frac{T}{m^2} * 9.33 \right)$$

$$Q_p = 19.8796 T$$

Para Irr=200

$$Q_p = 0.070686 * \left(5 \frac{T}{m^2} * 38.37 + 13.4875 \frac{T}{m^2} * 11.28 \right)$$

$$Q_p = 24.3152 T$$

Capacidad de carga del pilote promedio:

$$Q_p = \frac{19.8796T + 24.3152T}{2}$$

$$Q_p = 22.0974 T$$

5.1.1.1.1.3.- Método de Janbu.

$$Q_p = A_p * (c * N_c^* + q' * N_q^*)$$

Janbu propone la relación entre el ángulo de fricción y el ángulo η' para establecer la variación de los factores de capacidad N_c^* y N_q^* a través de la siguiente figura.

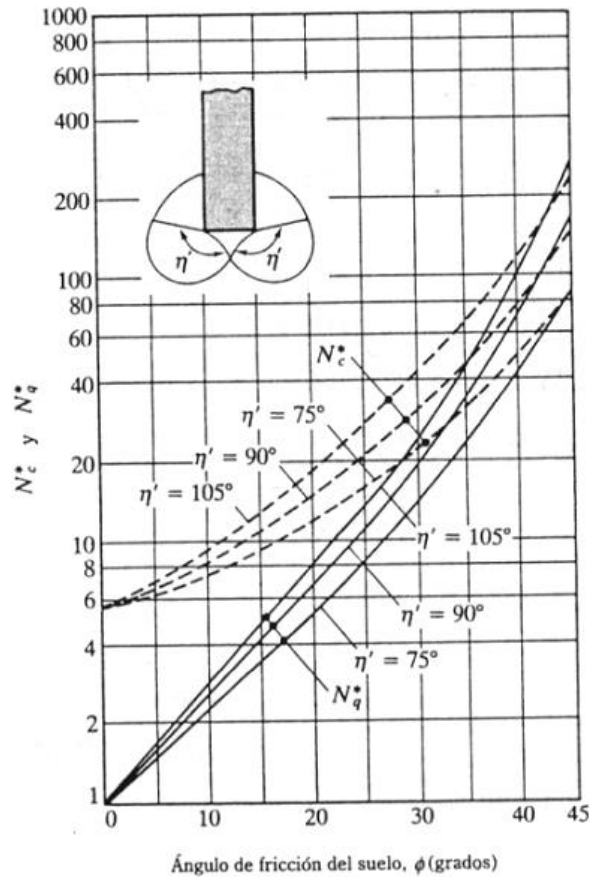


Figura 5.2: Factores de capacidad de apoyo de Janbu

El ángulo η' varía aproximadamente 70° en arcillas blandas a aproximadamente 105° en suelos arenosos densos.

Para nuestro cálculo utilizaremos un $\eta' = 75^\circ$, por lo que obtendremos los siguientes valores para los factores de capacidad.

$$N_c^* = 9.5$$

$$N_q^* = 3.50$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1) * \text{Cot}\phi$$

$$N_c^* = (3.50 - 1) * \text{Cot}(15)$$

$$N_c^* = 9.330 \approx 9.50 \text{ Obtenido de la Fig. 5.2}$$

$$Q_p = 0.070686m^2 * \left(5 \frac{T}{m^2} * 9.33 + 1.63 \frac{T}{m^3} * 10m * 3.50 \right)$$

$$Q_p = 7.33014 T$$

Capacidad de carga promedio del pilote a punta.

$$Q_p = \frac{7.834 + 22.0974 + 7.33014}{3}$$

$$Q_p = 12.4205 \text{ T}$$

5.1.1.1.2.- Resistencia por fricción del pilote.

$$Q_s = \sum p * \Delta L * f$$

Donde:

p = perímetro de la sección del pilote.

ΔL = longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes.

f = resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z .

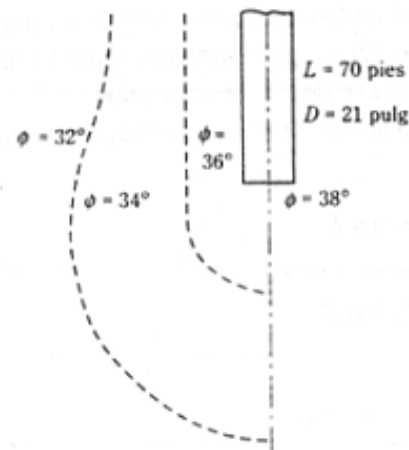


Figura 5.3: Compactación de arena cercana a pilotes hincados (según Meyerhof, 1961)

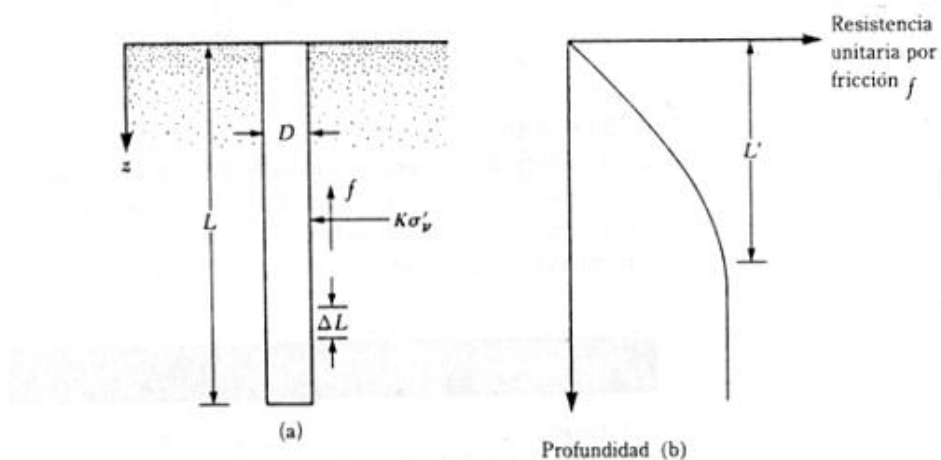


Figura 5.4: Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena

Cálculo:

Profundidad crítica:

$$L' = 15D$$

$$L' = 15 * (0.30m)$$

$$L' = 4.5 \text{ m.- profundidad crítica.}$$

Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración.

$$\sigma'_v = \gamma * L'$$

$$\sigma'_v = 1.61 \frac{T}{m^3} * 4.5m$$

$$\sigma'_v = 7.245 \frac{T}{m^2}$$

Angulo de fricción entre suelo y pilote.

$$0.5\phi \leq \delta \leq 0.8\phi$$

$$\delta = 0.8 * 15^\circ$$

$$\delta = 12^\circ$$

Coefficiente efectivo del suelo

Tipo de pilote	K
Perforado	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi$
Hincado, de bajo desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi$ a $1.4 K_0 = 1.4 * (1 - \text{sen}\phi)$
Hincado, de alto desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi$ a $1.8 K_0 = 1.8 * (1 - \text{sen}\phi)$

Diseñaremos el pilote para que sea hincado y de bajo desplazamiento por lo que K:

$$K \approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi \text{ a } 1.4 K_0 = 1.4 * (1 - \text{sen}\phi)$$

$$K \approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi \text{ a } 1.4$$

$$K \approx K_0 = 1 - \text{sen}(15^\circ)$$

$$K \approx K_0 = 0.741181$$

$$K \approx K_0 = 1.4 * (1 - \text{sen}\phi)$$

$$K \approx K_0 = 1.4 * (1 - \text{sen}(15^\circ))$$

$$K \approx K_0 = 1.03765$$

Calcularemos el valor promedio de los K calculados:

$$K \approx \frac{0.741181 + 1.03765}{2}$$

$$K \approx 0.889416$$

Resistencia por fricción unitaria promedio, según Coyle y Castello (1981):

$$f_{prom} = K * \bar{\sigma}_v * \tan \delta$$

$\bar{\sigma}_v$ = presión de sobrecarga efectiva promedio.

$$f_{prom} = 0.889416 * 7.245 \frac{T}{m^2} * \tan(12^\circ)$$

$$f_{prom} = 1.36968 \frac{T}{m^2}$$

Resistencia por fricción del pilote.

$$Q_s = \left(\frac{f_{z=0} + f_{z=L'}}{2} \right) * p * L' + f_{z=L'} * p * (L - L')$$

$$Q_s = \left(\frac{0 + 1.36968 \frac{T}{m^2}}{2} \right) * \pi * 0.30m * 4.5m + 1.36968 \frac{T}{m^2} * \pi * 0.30m * (10m - 4.5m)$$

$$Q_s = 10.0044T$$

Capacidad de carga última del pilote:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = 12.4205T + 10.0044T$$

$$Q_u = 22.4249T$$

NOTA.- el resultado del diseño de la cimentación se encuentra descrito en los planos.

5.1.2.- Diseño de elementos estructurales.

5.1.2.1.- Losas Unidireccionales.

Utilizamos la fórmula $\frac{l}{18.5}$ de la tabla 2.11 para el panel de losa más crítica que

tenemos en la estructura:

$$\frac{l}{18.5} = \frac{3.89}{18.5} = 0.21027m \cong 25 \text{ cm}$$

5.1.2.2.- Vigas Unidireccionales.

Utilizamos la tabla 2.11 para el caso de vigas no preesforzadas.

5.1.2.2.1.- Con un extremo continuo:

$$\frac{l}{18.5} = \frac{7.78}{18.5} = 0.420541m \cong 0.45m$$

5.1.2.2.2.- Ambos extremos continuos:

$$\frac{l}{21} = \frac{7.78}{21} = 0.370476m \cong 0.40m$$

5.1.2.3.- Columnas.

Para el predimensionamiento de las columnas se define la carga muerta, considerando los siguientes elementos:

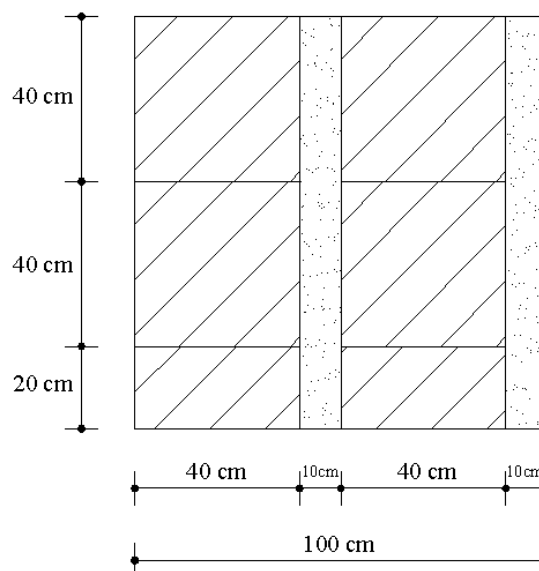


Figura 5.5: Esquema de 1 m² de Losa Unidireccional

- Nervios.
- Loseta de compresión.
- Bloques.- 10 por ser losa unidireccional.

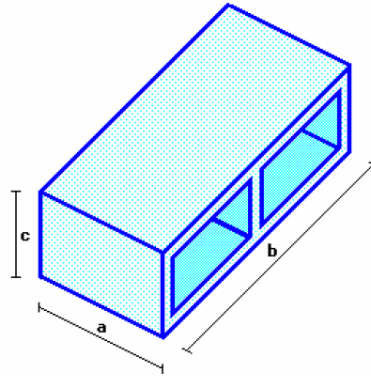


Figura 5.6: Bloque

Tabla 5.1: Dimensiones y Peso Unitario del Bloque

Dimensiones del Bloque			Peso Unitario
a	b	c	
20 cm.	40 cm.	10 cm.	8 Kg.
20 cm.	40 cm.	15 cm.	10 Kg.
20 cm.	40 cm.	20 cm.	12 Kg.
20 cm.	40 cm.	25 cm.	14 Kg.

- Paredes: 200 Kg/m².
- Acabados: 90 Kg/m².
- Columnas: 100 Kg/m².
- Vigas.- 20% del peso propio de la losa.

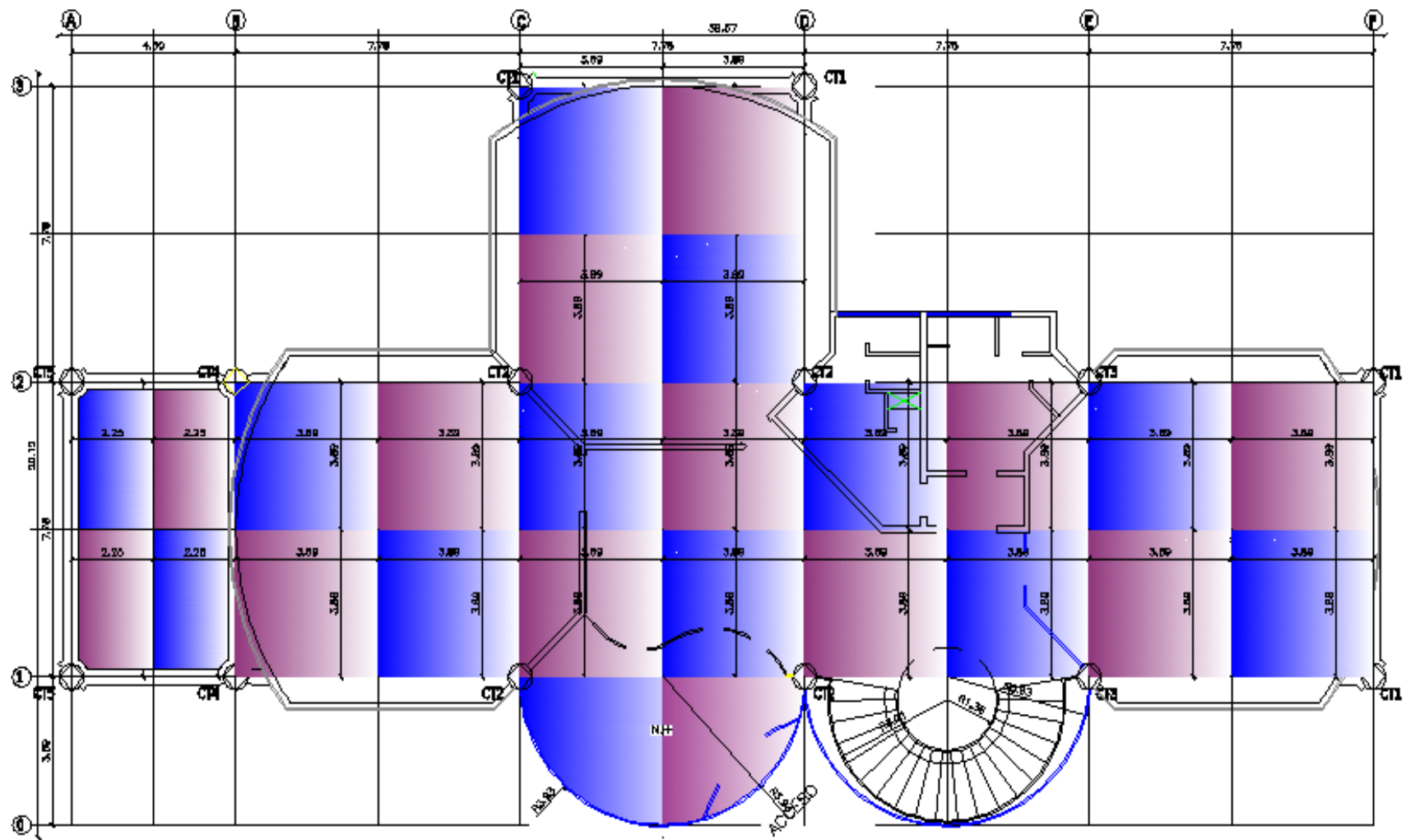


Figura 5.7: Ancho colaborante de columnas

Tabla 5.2: Definición de Carga Muerta

DEFINICIÓN DE CARGA MUERTA:						
ELEMENTO:	NÚMERO	Base (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Peso Específico (T/m ³)	PESO (T/m ²)
NERVIOS:		2.00	0.10	0.20	2.40	0.096
LOSETA:		1.00	1.00	0.05	2.40	0.12
BLOQUES:	10.00	0.40	0.20	0.20	1.00	0.16
PESO PROPIO DE LA LOSA:						0.376
PAREDES:						0.200
ACABADOS:						0.090
COLUMNAS:						0.100
VIGAS						0.075
C.M.						0.841

La carga viva es de **0.250 T/m²** para oficinas.

Por lo que la carga de servicio es igual a la suma de la carga muerta y la carga viva.

$$CS = CM + CV$$

$$CS = 0.841 + 0.250$$

$$CS = 1.091 T/m^2$$

Es muy importante tomar en cuenta el número de pisos ya que existen columnas que solo llegan al nivel N+3.08 (CT5).

Tabla 5.3: Predimensionamiento de Columnas.

TIPO	COLUMNAS	ÁREAS	A.COOPER	P	Ag=20P	SEC.REC	SEC.RECAS
CT1	C3, D3, F2, F1	3.89*3.89	15.132	49.536	990.729	31.476	35X35
CT2	C2, D2, C1, D1	$\frac{7.78*3.89+3.89*3.89}{9}$	45.396	148.609	2972.187	54.518	55X55
CT3	E2, E1	7.78*3.89	30.264	99.073	1981.458	44.514	45X45
CT4	B2, B1	$\frac{3.89*2.25+3.89*3.89}{9}$	23.885	78.189	1563.773	39.545	40X40
CT5	A2, A1	2.25*3.89	8.753	9.551	191.015	13.821	30X30
							SEC.MIN

5.1.2.3.1.- Sección mínima de columnas.

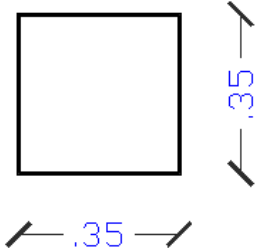
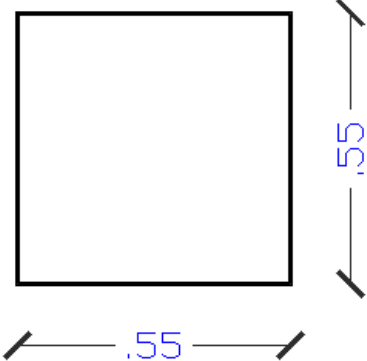
El apartado 21.4 y 21.4.1.1 del código ACI 318S-99 dice lo siguiente:

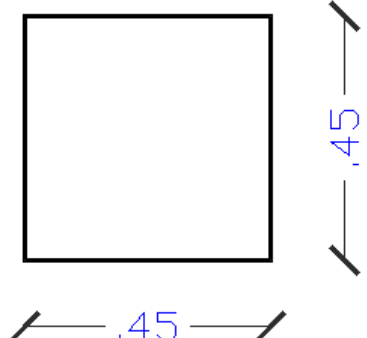
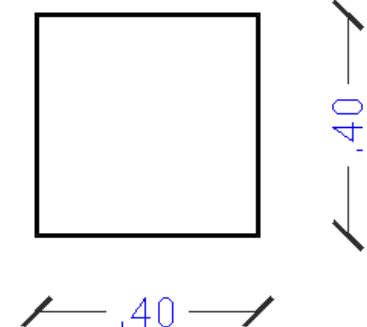
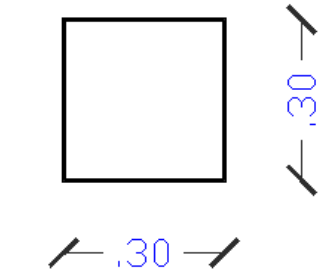
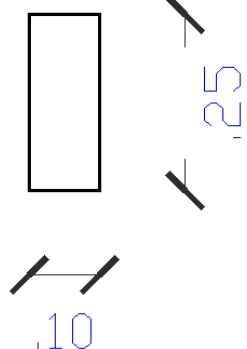
21.4.- Elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momentos.

21.4.1.1.- La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 mm.

Se tomará en consideración la columna del volado que nos presenta el plano arquitectónico la misma que para un predimensionamiento inicial tendrá las dimensiones de la sección mínima.

Tabla 5.4: Elementos de la Estructura

ELEMENTO	BASE (m)	ALTURA (m)	ESPESOR (m)	GRÁFICO
CT1	0.35	0.35		
CT2	0.55	0.55		

<p>CT3</p>	<p>0.45</p>	<p>0.45</p>		
<p>CT4</p>	<p>0.40</p>	<p>0.40</p>		
<p>CT5</p>	<p>0.30</p>	<p>0.30</p>		
<p>NX</p>	<p>0.10</p>	<p>0.25</p>		

NY	0.10	0.25		
VIGAS	0.30	0.40		
VIGAS SEC	0.25	0.40		
VIGA ESCALERA	0.40	0.40		

La sección de la viga de la escalera nos imponemos cuadrada para que pueda absorber los esfuerzos de torsión.

5.1.3.- Análisis de Cargas

5.1.3.1- Análisis de Cargas en Losas:

El análisis de cargas se lo debe hacer piso a piso:

Tabla 5.5: Análisis de cargas en las Losas N+ 3.08, N+5.96

LOSA N+3.08, N+5.96						
CARGA MUERTA:						
ELEMENTOS:	NÚMERO	Base (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Peso Específico (T/m³)	PESO (T/m²)
NERVIOS:		2.00	0.10	0.20	2.40	0.096
LOSETA:		1.00	1.00	0.05	2.40	0.120
BLOQUES:	10.00	0.40	0.20	0.20	1.00	0.160
PAREDES:						0.200
MACILLADO:		1.00	1.00	0.03	2.20	0.066
PISOS:						0.090
CIELO RASO:						0.050
AIRE ACONDICIONADO:						0.020
P.P.L.						0.802

$$CM = 0.802 \text{ T/m}^2$$

Se debe restar el peso de la loseta de compresión y los nervios debido a que el programa

ETABS ya toma en consideración el peso de estos elementos.

$$CM = 0.586 \text{ T/m}^2$$

Tabla 5.6: Análisis de cargas en la Losa N+ 8.84

LOSA N+8.84						
CARGA MUERTA:						
ELEMENTOS:	NÚMERO	Base (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Peso Especifico (T/m ³)	PESO (T/m ²)
NERVIOS:		2.00	0.10	0.20	2.40	0.096
LOSETA:		1.00	1.00	0.05	2.40	0.120
BLOQUES:	10.00	0.40	0.20	0.20	1.00	0.160
MACILLADO:		1.00	1.00	0.03	2.20	0.066
CIELO RASO:						0.050
AIRE ACONDICIONADO:						0.020
P.P.L.						0.512

CM = 0.512 T/m²

Se debe restar el peso de la loseta de compresión y los nervios debido a que el programa ETABS ya toma en consideración el peso de estos elementos.

CM = 0.296 T/m²

La carga viva es de 150 Kg/m², por ser losa inaccesible.

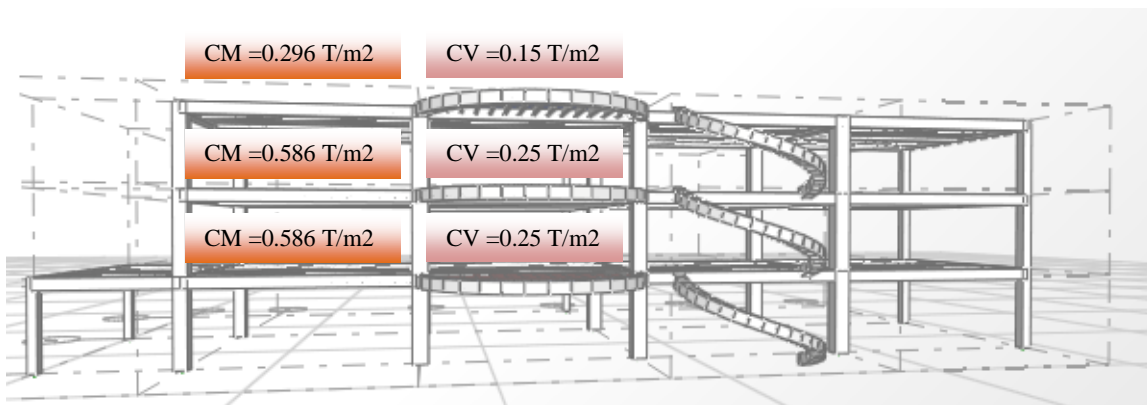


Figura 5.8: Análisis de Cargas en la Estructura

5.1.3.2.- Análisis de Cargas en la Escalera.

✓ **CARGA MUERTA:**

- Peso de escalones.
- Enlucidos.

Tabla 5.7: Análisis de Carga Muerta

ESCALERA:					
CARGA MUERTA:					
ELEMENTOS:	Base (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Peso Específico (T/m ³)	PESO (T)
ESCALÓN:	1.20	0.30	0.10	2.40	0.086
ENLUCIDOS:	1.20	0.30	0.02	2.20	0.016
C.M.					0.102

✓ **CARGA VIVA: 500 Kg/m².**

Es necesario establecer una carga puntual en la escalera debido a que los escalones arquitectónicamente se encuentran fundidos sobre la viga de la escalera helicoidal.

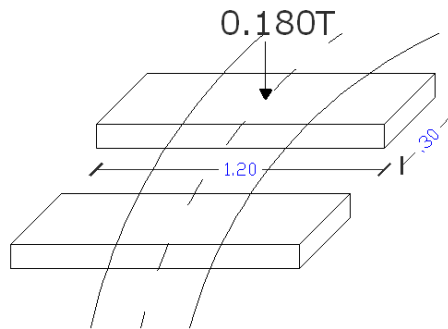


Figura 5.9: Carga en Escalera

$$C.V. = 500\text{Kg/m}^2 * 0.30\text{m} * 1.20\text{m}$$

$$C.V. = 180\text{Kg} = 0.180 \text{ T.}$$

CARGA VIVA.- Se tomó la carga de diseño de carga viva según la Tabla 2.10.

5.1.4.- Componentes Verticales del Sismo de Diseño.

Es importante considerar las cargas reversibles del volado, para las cuales calculamos las componentes verticales del sismo de diseño:

$$F_V = \frac{2}{3} * Z * I * C_m * W_p$$

Donde:

W_p = El peso que actúa en el voladizo.

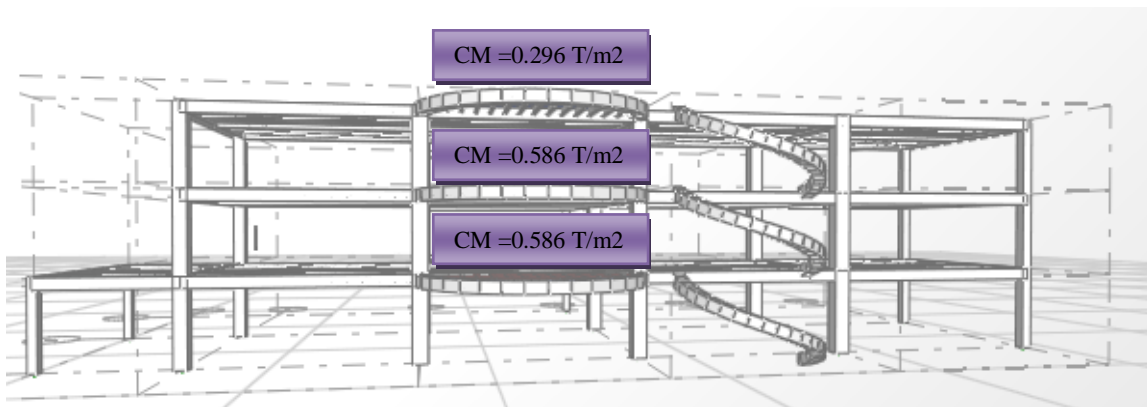


Figura 5.10: Carga Muerta en Losas

Datos:

Z=	0.25
I=	1.00
Cm=	2.80

5.1.4.1.- Volados en las Losas N+3.08, N+5.96

$$F_V = \frac{2}{3} * 0.25 * 1.00 * 2.80 * 0.586$$

$$F_V = 0.273 T/m2$$

5.1.4.2.- Volados en Losa N+8.84

$$F_V = \frac{2}{3} * 0.25 * 1.00 * 2.80 * 0.296$$

$$F_V = 0.138 T/m^2$$

5.1.5.- Estados de Carga.

Se debe considerar los siguientes estados de carga:

- Carga Muerta.
- Carga Viva.
- Sismo en XP.
- Sismo en XN.
- Sismo en YP.
- Sismo en YN.
- Z+.
- Z-.

5.1.6.- Factores Sísmicos.

5.1.6.1.- Factor de Zona (Z).- La edificación se encuentra en la zona sísmica II por lo que le corresponde el valor de $Z=0.25$.

5.1.6.2.-Coeficiente de Importancia (I).- La estructura se clasifica en la categoría de Otras Estructuras, todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores; $I=1$.

5.1.6.3.-Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm.- Según los estudios de suelos el Perfil Tipo corresponde al S3, los mismos que son suelos blandos y estratos profundos por lo que el valor de S=1.5 y el Coeficiente Cm=2.8.

5.1.6.4.-Ct = 0,08 para pórticos espaciales de hormigón armado.

5.1.6.5.-Período de vibración (T).- En base a los datos recopilados el período de vibración se calcula:

$$T = C_t * (H_n)^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.08 * (8.84)^{\frac{3}{4}}$$

$$\mathbf{T = 0.410 \text{ seg}}$$

5.1.6.6.-Coeficiente C.- se debe calcular de la siguiente manera:

$$C = \frac{1.25xS^S}{T}$$

$$C = \frac{1.25x1.5^{1.5}}{0.410}$$

$$\mathbf{C = 5.60}$$

C = No debe exceder del valor de Cm y no debe ser menor a 0,5 utilizarse para cualquier estructura, por lo que C=2.8.

5.1.6.7.- Factor de irregularidad en planta (\emptyset_P).- La estructura encaja en el apartado de discontinuidades en el sistema de piso, la configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o

huecos, con áreas mayores al 50 % del área total del piso o con cambios en la rigidez efectiva del piso de más del 50 %, entre niveles consecutivos; por tal razón el $\phi_P = 0.90$.

5.1.6.8.- Factor de irregularidad en elevación.- Según la figura 2.3 tenemos irregularidad geométrica por lo que la estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.

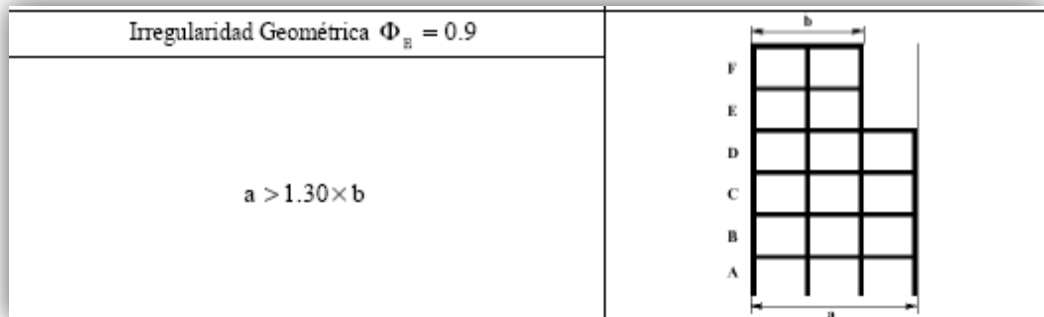


Figura 5.11: Irregularidad Geométrica

Irregularidad Geométrica.- $a > 1.30 \times b$

$$a = 35.62 \text{ m.}$$

$$b = 31.12 \text{ m.}$$

$$35.62 > 1.30 \times 31.12$$

$35.62 < 40.46$.- no cumple la condición de Irregularidad Geométrica en elevación por lo que se considerará $\phi_E = 1$.

5.1.6.9.- Factor de Reducción (R).- Sistemas Estructurales de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de estructura de acero laminado en caliente; el valor de $R=10$.

5.1.6.10.- Resumen de los Factores Sísmicos.

$$V_S = \frac{ZxIxC}{R x \phi_P x \phi_E} xW$$

Tabla 5.8: Resumen de Factores Sísmicos

FACTOR	VALOR
Z	(II) 0,25
I	1.00
S	S3 (1.5)
Hn	8.84
Ct	0.08
T	0.410
Cm	2.80
C	2.80
R	10.00
ϕ_P	0.90
ϕ_E	1.00

5.1.6.11.- Corte Basal.

$$V_S = \frac{ZxIxC}{R x \phi_P x \phi_E} xW$$

$$V_S = \frac{0.25x1x2.80}{10x0.90x1.00} xW$$

$$V_S = 0.0778xW$$

Con el valor del corte basal modificamos los estados de carga de Sismo en x (SX) y

Sismo en y (SY).

5.1.7- Espectro de Diseño.

Para la elaboración del espectro se tomaron en consideración los siguientes parámetros:

Z=	0.25
I=	1.00
Cm=	2.80
S=	1.50
R=	10.00
PHI P=	0.90
PHI E=	1.00

Se proponen valores del período desde cero hasta 8 seg. En la columna del valor de C se debe tomar en consideración las condiciones que propone el CEC 2000; la relación Aceleración vs Período debe ser lineal con un valor máximo de Cm en el eje “Y”; el siguiente tramo del espectro debe tomar en cuenta la relación $\frac{1.25*S^S}{T}$ y finalmente debe ser asintótico en un valor de 0.5.

Para lo cual en la columna del valor de C se propone la siguiente fórmula:

=SI(1.25*POTENCIA(\$B\$6,\$B\$6)/A13>=\$B\$5,\$B\$5,SI(1.25*POTENCIA(\$B\$6,\$B\$6)/A13<0.5,0.5,1.25*POTENCIA(\$B\$6,\$B\$6)/A13))

B6 = S

B5 = Cm

A13 = 0.00

Si $\frac{1.25*S^S}{T}$ es mayor o igual al Cm que coloque el valor de Cm; caso contrario Si $\frac{1.25*S^S}{T}$

es menor a 0.5 que coloque el valor de 0.5 caso contrario que coloque el valor de $\frac{1.25*S^S}{T}$.

Para la columna del espectro elástico se colocó la siguiente operación:

=B13*\$B\$3*\$B\$4.

B13 = C

B3 = Z

$$B4 = I$$

$$V = C * Z * I$$

Y para el espectro inelástico se consideró la siguiente fórmula: $C13 / (B7 * B8 * B9)$.

C13 = valor del espectro elástico.

$$B7 = R.$$

$$B8 = \phi_P$$

$$B9 = \phi_E$$

$$V = \frac{C * Z * I}{R * \phi_P * \phi_E}$$

Tabla 5.9: Valores del Espectro de Diseño

T	C	ELÁSTICO	INELÁSTICO
0.00	2.80	0.70	0.08
0.10	2.80	0.70	0.08
0.20	2.80	0.70	0.08
0.30	2.80	0.70	0.08
0.40	2.80	0.70	0.08
0.50	2.80	0.70	0.08
0.60	2.80	0.70	0.08
0.70	2.80	0.70	0.08
0.80	2.80	0.70	0.08
0.90	2.55	0.64	0.07
1.00	2.30	0.57	0.06
1.10	2.09	0.52	0.06
1.20	1.91	0.48	0.05
1.30	1.77	0.44	0.05
1.40	1.64	0.41	0.05
1.50	1.53	0.38	0.04
1.60	1.44	0.36	0.04
1.70	1.35	0.34	0.04
1.80	1.28	0.32	0.04
1.90	1.21	0.30	0.03
2.00	1.15	0.29	0.03
2.10	1.09	0.27	0.03
2.20	1.04	0.26	0.03
2.30	1.00	0.25	0.03
2.40	0.96	0.24	0.03

2.50	0.92	0.23	0.03
2.60	0.88	0.22	0.02
2.70	0.85	0.21	0.02
2.80	0.82	0.21	0.02
2.90	0.79	0.20	0.02
3.00	0.77	0.19	0.02
3.10	0.74	0.19	0.02
3.20	0.72	0.18	0.02
3.30	0.70	0.17	0.02
3.40	0.68	0.17	0.02
3.50	0.66	0.16	0.02
3.60	0.64	0.16	0.02
3.70	0.62	0.16	0.02
3.80	0.60	0.15	0.02
3.90	0.59	0.15	0.02
4.00	0.57	0.14	0.02
4.10	0.56	0.14	0.02
4.20	0.55	0.14	0.02
4.30	0.53	0.13	0.01
4.40	0.52	0.13	0.01
4.50	0.51	0.13	0.01
4.60	0.50	0.13	0.01
4.70	0.50	0.13	0.01
4.80	0.50	0.13	0.01
4.90	0.50	0.13	0.01
5.00	0.50	0.13	0.01
5.10	0.50	0.13	0.01
5.20	0.50	0.13	0.01
5.30	0.50	0.13	0.01
5.40	0.50	0.13	0.01
5.50	0.50	0.13	0.01
5.60	0.50	0.13	0.01
5.70	0.50	0.13	0.01
5.80	0.50	0.13	0.01
5.90	0.50	0.13	0.01
6.00	0.50	0.13	0.01
6.10	0.50	0.13	0.01
6.20	0.50	0.13	0.01
6.30	0.50	0.13	0.01
6.40	0.50	0.13	0.01
6.50	0.50	0.13	0.01
6.60	0.50	0.13	0.01
6.70	0.50	0.13	0.01
6.80	0.50	0.13	0.01
6.90	0.50	0.13	0.01

7.00	0.50	0.13	0.01
7.10	0.50	0.13	0.01
7.20	0.50	0.13	0.01
7.30	0.50	0.13	0.01
7.40	0.50	0.13	0.01
7.50	0.50	0.13	0.01
7.60	0.50	0.13	0.01
7.70	0.50	0.13	0.01
7.80	0.50	0.13	0.01
7.90	0.50	0.13	0.01
8.00	0.50	0.13	0.01

Para nuestra estructura el espectro elástico e inelástico es el que se presenta a continuación:

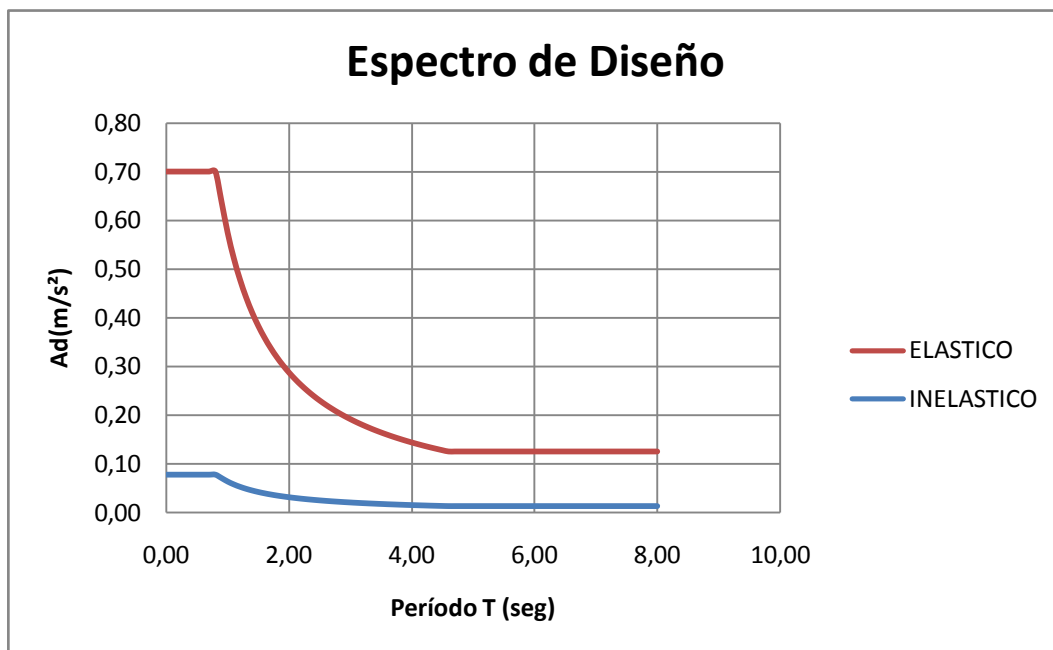


Figura 5.12: Espectro de Diseño

La estructura debe diseñarse con el espectro inelástico.

5.1.8.- Definición de Masas:

Esta opción se define a través del CEC2000 en el apartado que habla acerca de la carga sísmica reactiva W , representa la carga reactiva por sismo, igual a la carga muerta total

de la estructura. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso, por lo que la carga muerta de nuestra estructura se considerará solamente la carga muerta sin un incremento de la carga viva.- Define, Mass Source.



Figura 5.13: Definición de Masas

5.1.9.- Corrida del Programa.

Una vez desarrollado en modelo en el programa ETABS es importante revisar si los resultados que nos arroja el programa son coherentes y se apegan a la realidad de las condiciones de carga de la estructura, por lo que se considera necesario revisar los diagramas de momentos de carga muerta de una viga para poder seguir con el procedimiento de cálculo de la estructura.

5.1.10.- Verificación de los Resultados Obtenidos.

5.1.10.1.- Diagramas de Momentos en las Vigas para Carga Muerta según el ACI318S-05.

En el apartado 8.3 se muestra un método de análisis aproximado que nos servirá de referencia para comprobar los resultados arrojados por el modelo estructural desarrollado en programa ETABS.

5.1.10.1.1.- Métodos de análisis.

5.1.10.1.1.1.- Todos los elementos de pórticos o estructuras continuas deben diseñarse para resistir los efectos máximos producidas por las cargas mayoradas determinadas de acuerdo con la teoría del análisis elástico, excepto cuando se modifiquen de acuerdo con 8.4. Se debe permitir simplificar el diseño usando las suposiciones especificadas en 8.6 a 8.9.

5.1.10.1.1.2.- Excepto para concreto preesforzado, se pueden emplear métodos aproximados de análisis estructural para edificaciones con luces, alturas de entrepisos y tipos de construcción comunes.

5.1.10.1.1.3.- Como alternativa al análisis estructural, se permite utilizar en el diseño de vigas continuas y de losas en una dirección (losas reforzadas para resistir los esfuerzos de flexión en una sola dirección), los siguientes momentos y fuerzas cortantes aproximadas, siempre y cuando:

- a) Haya dos o más vanos,
- b) Los vanos sean aproximadamente iguales, sin que el mayor de los vanos adyacentes exceda en más de 20% al menor,
- c) Las cargas estén uniformemente distribuidas,
- d) La carga viva no mayorada L no exceda en 3 veces a la carga muerta no mayorada D , y
- e) Los elementos sean prismáticos.

Para el cálculo de los momentos negativos, l_n se toma como el promedio de las luces libres de los vanos adyacentes.

Tabla 5.10: Cuadro de Momentos

Momento positivo:	
Vanos externos:	
El extremo discontinuo no está restringido.	$\frac{w_u * l_n^2}{11}$
El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo.	$\frac{w_u * l_n^2}{14}$
Vanos interiores.	$\frac{w_u * l_n^2}{16}$
Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior:	
Dos vanos.	$\frac{w_u * l_n^2}{9}$
Más de dos vanos.	$\frac{w_u * l_n^2}{10}$
Momento negativo en las demás caras de apoyos interiores.	$\frac{w_u * l_n^2}{11}$
Momento negativo en la cara de todos los apoyos para:	
Losas con luces que no excedan de 3m, y vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano.	$\frac{w_u * l_n^2}{12}$
Momento negativo en la cara interior de los apoyos exteriores para los elementos contruidos monolíticamente con sus apoyos.	
Cuando el apoyo es una viga de borde.	$\frac{w_u * l_n^2}{24}$
Cuando el apoyo es una columna.	$\frac{w_u * l_n^2}{16}$
Cortante en elementos extremos en la cara del primer apoyo interior.	$\frac{1.15w_u * l_n}{2}$
Cortante en la cara de todos los demás apoyos.	$\frac{w_u * l_n}{2}$

5.1.10.1.1.4.- Verificación de Requisitos para la utilización del método:

- Los vanos sean aproximadamente iguales, sin que el mayor de los vanos adyacentes exceda en más de 20% al menor.

Longitud mayor = 7.78 m.

Longitud menor = 4.50 m.

$$\% = \frac{4.50 * 100}{7.78}$$

$\% = 57.8406\% > 20\%$.- No cumple con el requerimiento.

- La carga viva no mayorada L no exceda en 3 veces a la carga muerta no mayorada D.

$$L = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$D = 841 \text{ Kg/m}^2$$

$$\textit{Exceso} = \frac{250}{841} = 0.297265 \textit{ veces} < 3. - \text{Cumple con el requerimiento.}$$

Conclusión.- Por no cumplir con las dimensiones de los vanos los valores calculados serán considerados como referenciales.

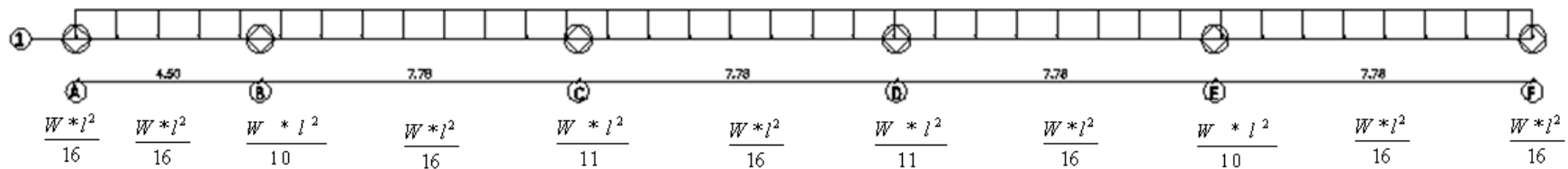


Figura 5.14: Diagrama de Momentos según el ACI318S-05

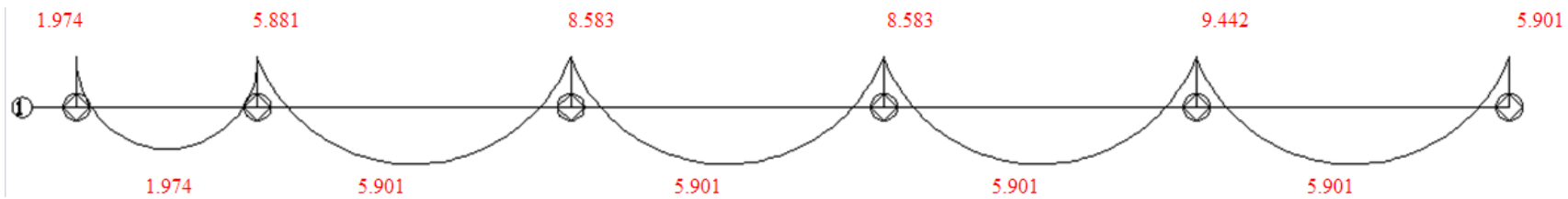


Figura 5.15: Diagrama de Momentos calculados

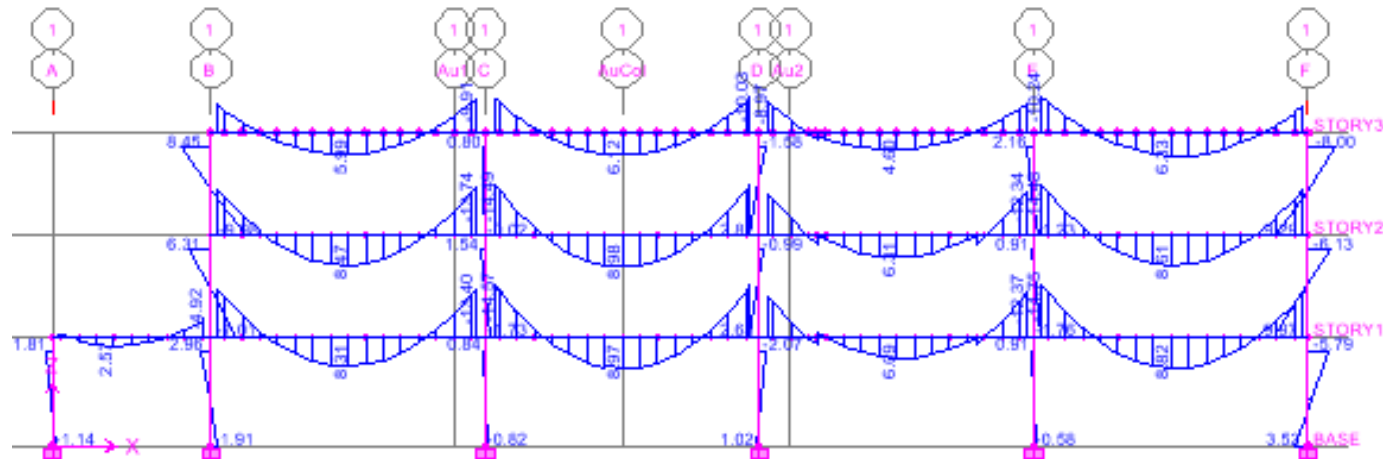


Figura 5.16: Diagrama de Momentos de Etabs

Los valores obtenidos en el programa se asemejan a los valores referenciales por lo que podemos seguir con el desarrollo del proceso de cálculo.

5.1.11.- Corridas del programa Etabs.

5.1.11.1.- Primera Corrida.

Para la primera corrida se utilizaron los valores del predimensionamiento.

Tabla 5.11: Secciones de las columnas según el predimensionamiento

TIPO	COLUMNAS	SECCIONES
CT1	C3, D3, F2, F1	35X35
CT2	C2, D2, C1, D1	55X55
CT3	E2, E1	45X45
CT4	B2, B1	40X40
CT5	A2, A1	30X30
CT6	CVOL	30X30

5.1.11.1.1.- Conclusión.

En el primer y segundo modo de vibración se presenta torsión en planta por lo que es necesario cambiar las secciones de las columnas con el objetivo de trasladar el centro de rigidez a la posición del centro de masas.

5.1.11.1.2.- Cálculo del Centro de masas.- dividiremos las losas en diferentes figuras para facilitar el cálculo.

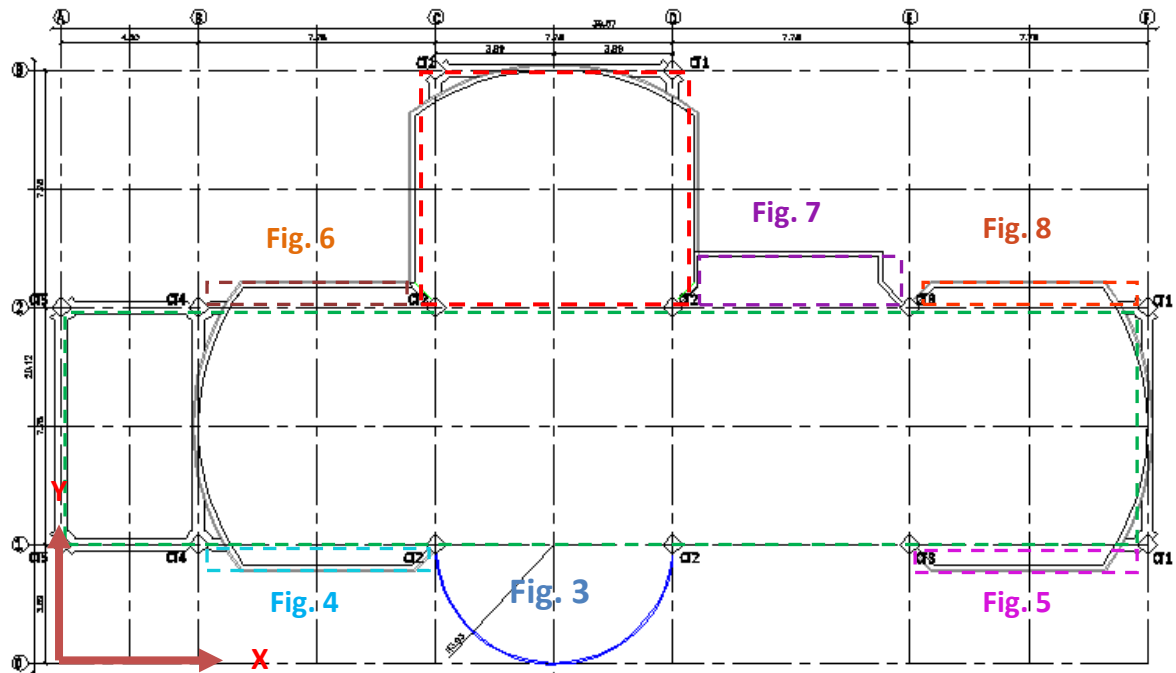


Figura 5.17: Esquema de figuras para el cálculo del centro de masas de la Losa

N+3.08

Tabla 5.12: Cálculo del centro de masas de la losa N+3.08

FIGURA	ÁREA	X	Y	ΔX	ΔY
1	74.066	16.170	15.560	1197.641	1152.461
2	277.124	17.810	7.780	4935.571	2156.022
3	24.261	16.170	2.279	392.297	55.291
4	6.769	8.390	3.455	56.789	23.386
5	6.769	31.730	3.455	214.768	23.386
6	6.769	8.390	12.105	56.789	81.934
7	14.004	23.950	12.585	335.396	176.240
8	6.769	31.730	12.105	214.768	81.934
TOTAL	416.528			7404.017	3750.653

$$\bar{X} = \frac{\Delta X}{AREA_{TOTAL}} = 17.776 \text{ m.}$$

$$\bar{Y} = \frac{\Delta Y}{AREA_{TOTAL}} = 9.005 \text{ m.}$$

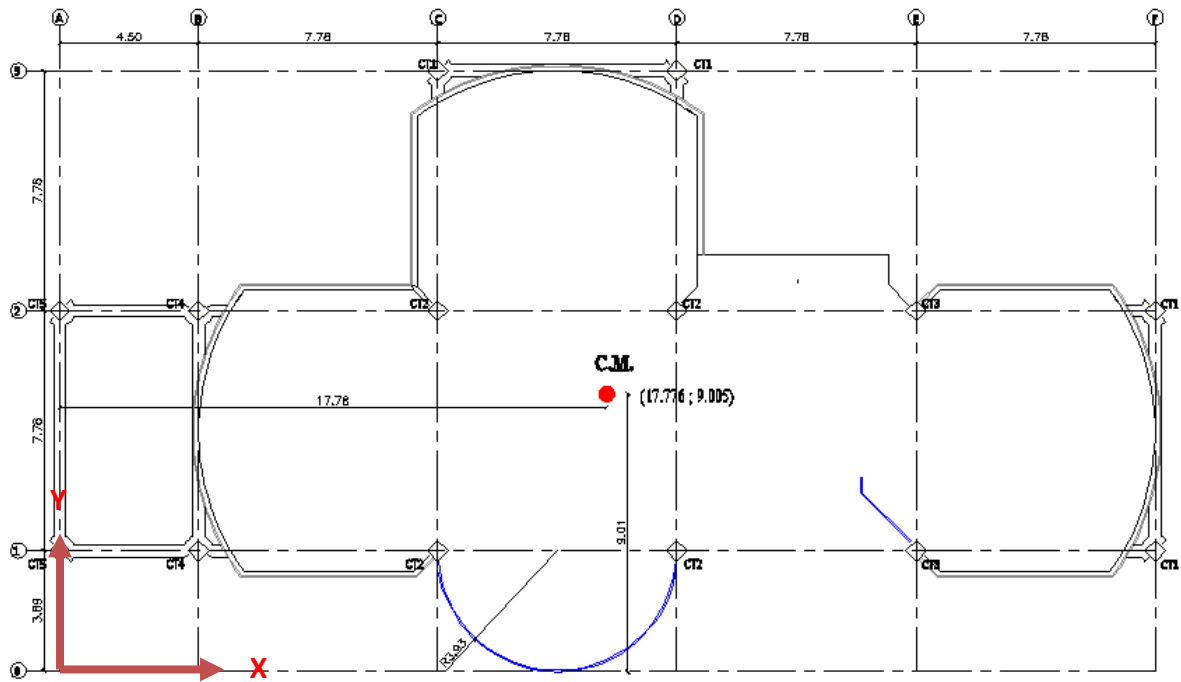


Figura 5.18: Ubicación del centro de masas de la Losa N+3.08

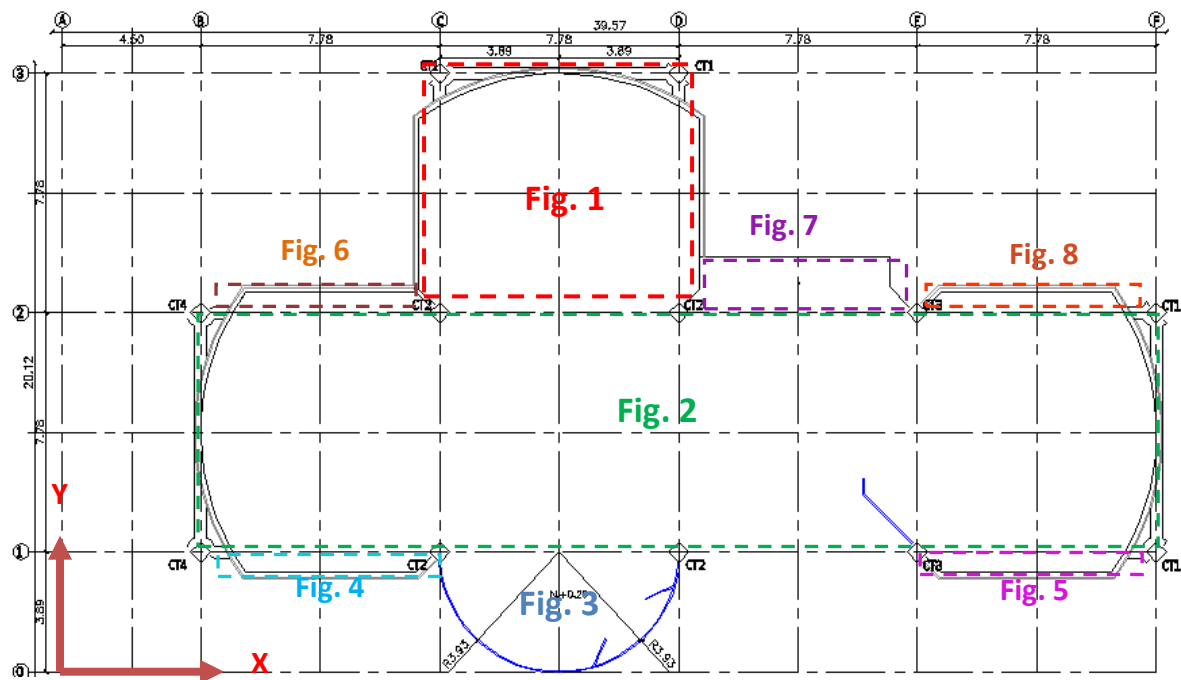


Figura 5.19: Esquema de figuras para el cálculo del centro de masas de las Losas N+5.96 y N+8.84

Tabla 5.13: Cálculo del centro de masas de las losas N+5.96 y N+8.84.

FIGURA	ÁREA	X	Y	ΔX	ΔY
1	74.066	16.170	15.560	1197.641	1152.461
2	242.114	20.060	7.780	4856.799	1883.644
3	24.261	16.170	2.279	392.297	55.291
4	6.769	8.390	3.455	56.789	23.386
5	6.769	31.730	3.455	214.768	23.386
6	6.769	8.390	12.105	56.789	81.934
7	14.004	23.950	12.585	335.396	176.240
8	6.769	31.730	12.105	214.768	81.934
TOTAL	381.518			7325.245	3478.275

$$\bar{X} = \frac{\Delta X}{AREA_{TOTAL}} = 19.200 \text{ m.}$$

$$\bar{Y} = \frac{\Delta Y}{AREA_{TOTAL}} = 9.117 \text{ m.}$$

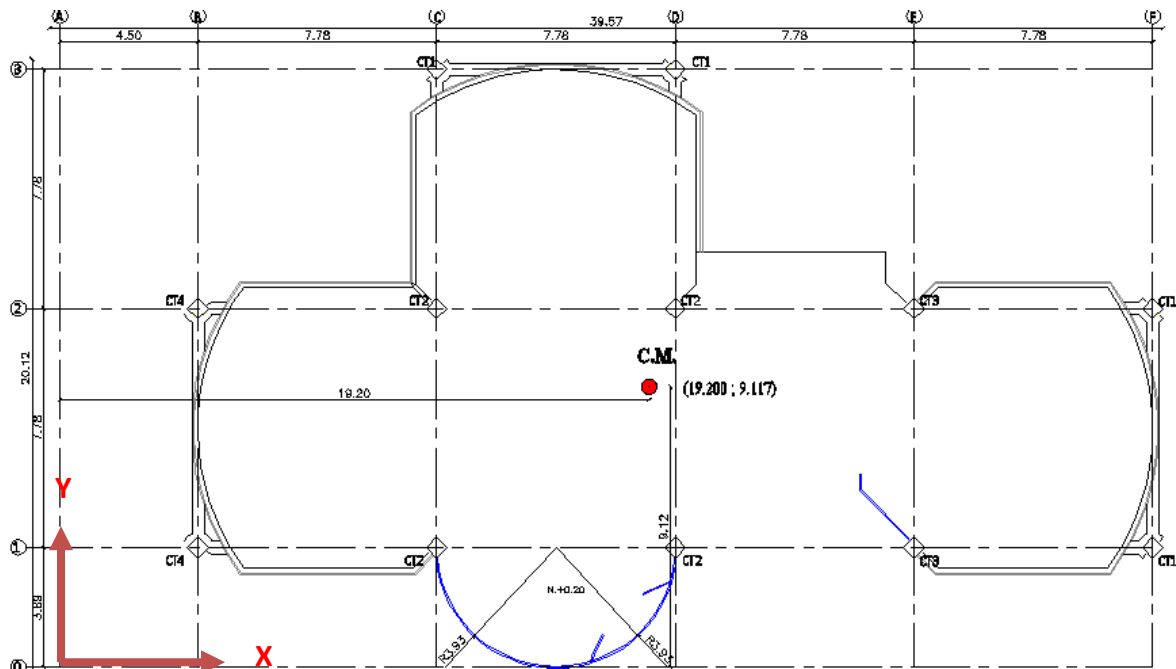


Figura 5.20: Ubicación del centro de masas en las losas N+5.96 y N+8.84

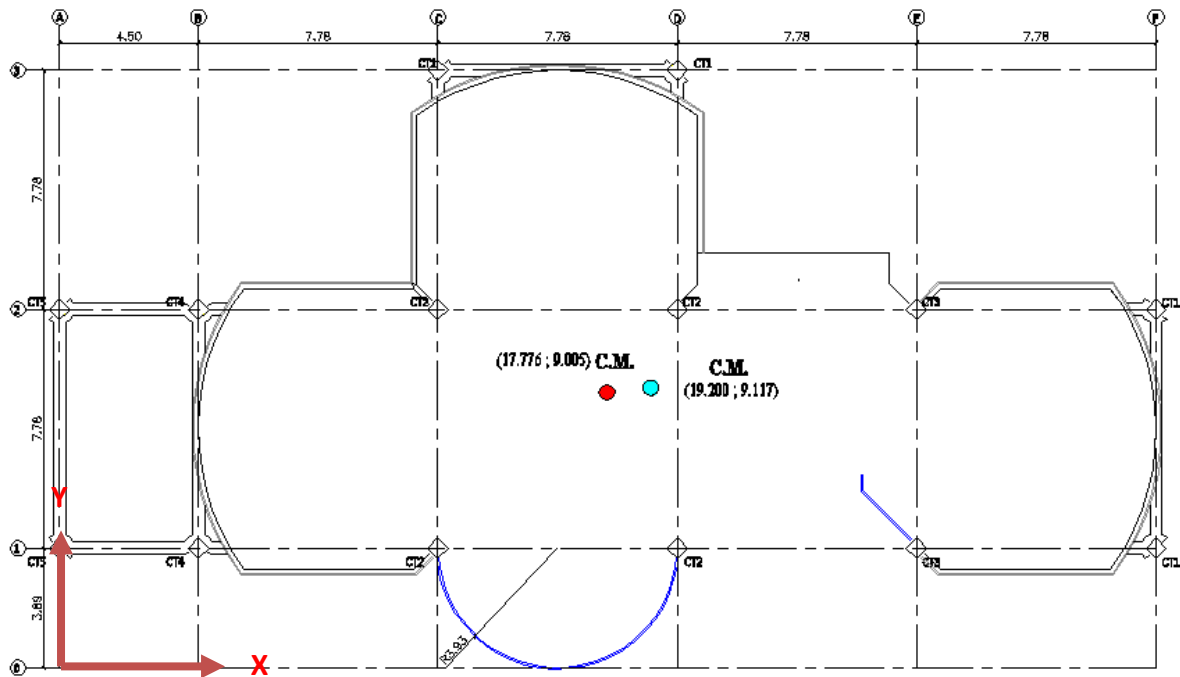


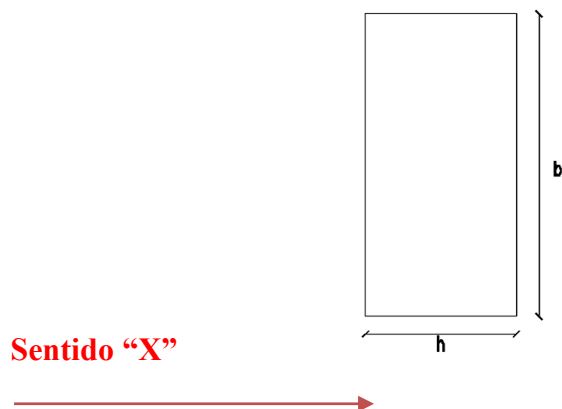
Figura 5.21: Centros de masas en las losas N+3.08, N+5.96, N+8.84

5.1.11.1.3.- Centro de Rigidez.

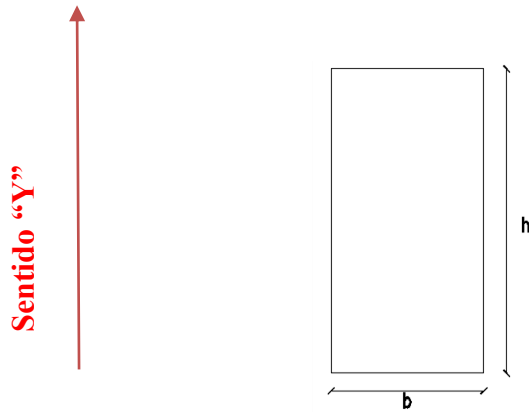
El centro de rigidez es el lugar geométrico donde al aplicar las fuerzas sísmicas el edificio se desplaza y no rota.

Es importante tomar en cuenta que la base de los elementos es aquella distancia perpendicular al sentido de análisis.

Sentido "X":



Sentido “Y”:



Rigidez “t” de cada elemento:

$$t = \frac{12EI}{H^3}$$

E = módulo de elasticidad.

I = inercia.

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

H = altura de entrepiso.

5.1.11.1.3.1.- Secciones del predimensionamiento.

5.1.11.1.3.1.1.- Losa N+3.08.

Tabla 5.14: Rigidez de columnas en Sentido “X”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	35	35	35	35	55	55	55	55	45	45	40	40	30	30	30
h (cm):	35	35	35	35	55	55	55	55	45	45	40	40	30	30	30
I (cm⁴):	125052.08	125052.08	125052.08	125052.08	762552.08	762552.08	762552.08	762552.08	341718.75	341718.75	213333.33	213333.33	67500.00	67500.00	67500.00
t (kg/cm):	12014.41	12014.41	12014.41	12014.41	73262.41	73262.41	73262.41	73262.41	32830.73	32830.73	20496.06	20496.06	6485.08	6485.08	6485.08

Tabla 5.15: Rigidez de columnas en Sentido “Y”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	35	35	35	35	55	55	55	55	45	45	40	40	30	30	30
h (cm):	35	35	35	35	55	55	55	55	45	45	40	40	30	30	30
I (cm⁴):	125052.08	125052.08	125052.08	125052.08	762552.08	762552.08	762552.08	762552.08	341718.75	341718.75	213333.33	213333.33	67500.00	67500.00	67500.00
t (kg/cm):	12014.41	12014.41	12014.41	12014.41	73262.41	73262.41	73262.41	73262.41	32830.73	32830.73	20496.06	20496.06	6485.08	6485.08	6485.08

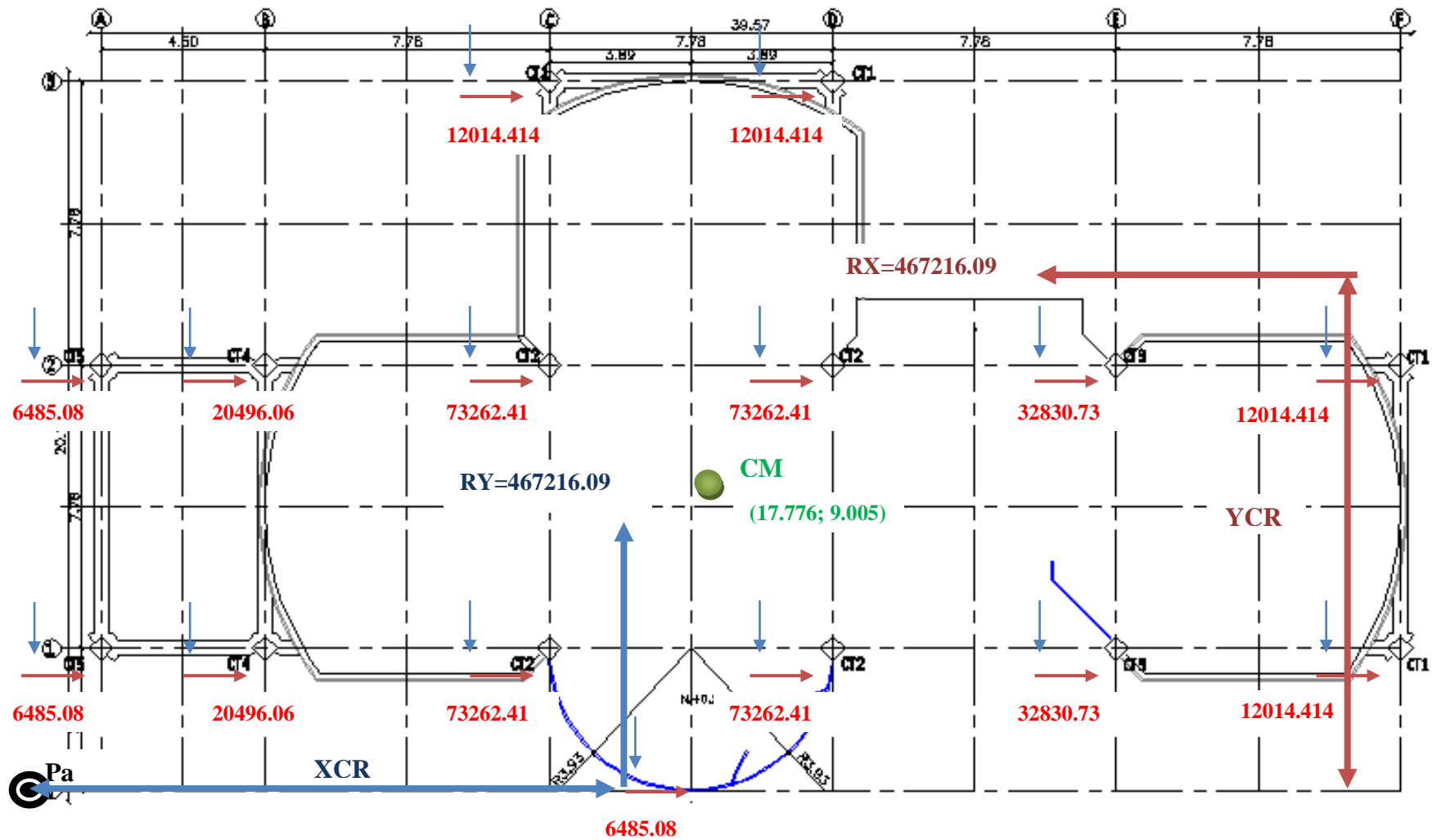


Figura 5.22: Esquema de Rigideces de Columnas losa N+3.08

5.1.11.1.3.1.2.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”:

$$\sum MPa = 0$$

$$467216.09 * YCR - (6485.08 + 20496.06 + 73262.41 * 2 + 32830.73 + 12014.414) * 389 - (6485.08 + 20496.06 + 73262.41 * 2 + 32830.73 + 12014.414) * 1167 - (2 * 12014.414) * 1945 = 0$$

$$YCR = 827.220 \text{ cm} = 8.272 \text{ m.}$$

5.1.11.1.3.1.3.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”:

$$\sum MPa = 0$$

$$467216.09 * XCR - (20496.06 * 2) * 450 - (12014.414 + 2 * 73262.41) * 1228 + (12014.414 + 2 * 73262.41) * 2006 - (2 * 32830.73) * 2784 - (2 * 12014.414) * 3562 - 6485.08 * 1617 = 0$$

$$XCR = 1733.761 \text{ cm} = 17.338 \text{ m.}$$

5.1.11.1.3.1.4.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.005 - 8.272| = 0.733 \text{ m}$$

5.1.11.1.3.1.5.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |17.776 - 17.338| = 0.438 \text{ m}$$

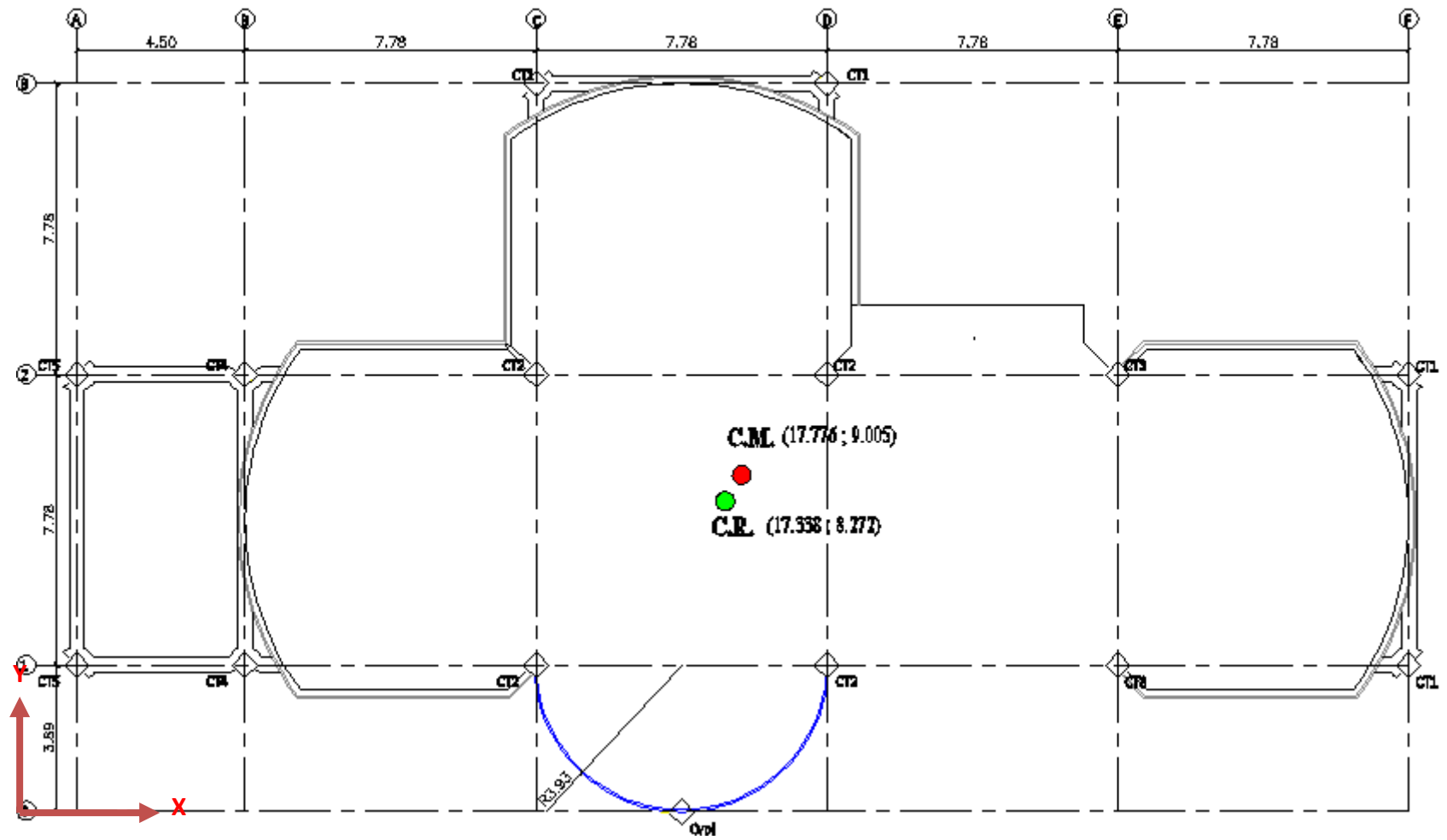


Figura 5.23: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08

5.1.11.1.3.1.6.- Losa N+5.96, N+8.84

Tabla 5.16: Rigidez de columnas en Sentido “X”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
b (cm):	35	35	35	35	55	55	55	55	45	45	40	40	30
h (cm):	35	35	35	35	55	55	55	55	45	45	40	40	30
I (cm⁴):	125052.08	125052.08	125052.08	125052.08	762552.08	762552.08	762552.08	762552.08	341718.75	341718.75	213333.33	213333.33	67500.00
t (kg/cm):	14695.26	14695.26	14695.26	14695.26	89609.87	89609.87	89609.87	89609.87	40156.44	40156.44	25069.47	25069.47	7932.14

Tabla 5.17: Rigidez de columnas en Sentido “Y”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
b (cm):	35	35	35	35	55	55	55	55	45	45	40	40	30
h (cm):	35	35	35	35	55	55	55	55	45	45	40	40	30
I (cm⁴):	125052.08	125052.08	125052.08	125052.08	762552.08	762552.08	762552.08	762552.08	341718.75	341718.75	213333.33	213333.33	67500.00
t (kg/cm):	14695.26	14695.26	14695.26	14695.26	89609.87	89609.87	89609.87	89609.87	40156.44	40156.44	25069.47	25069.47	7932.14

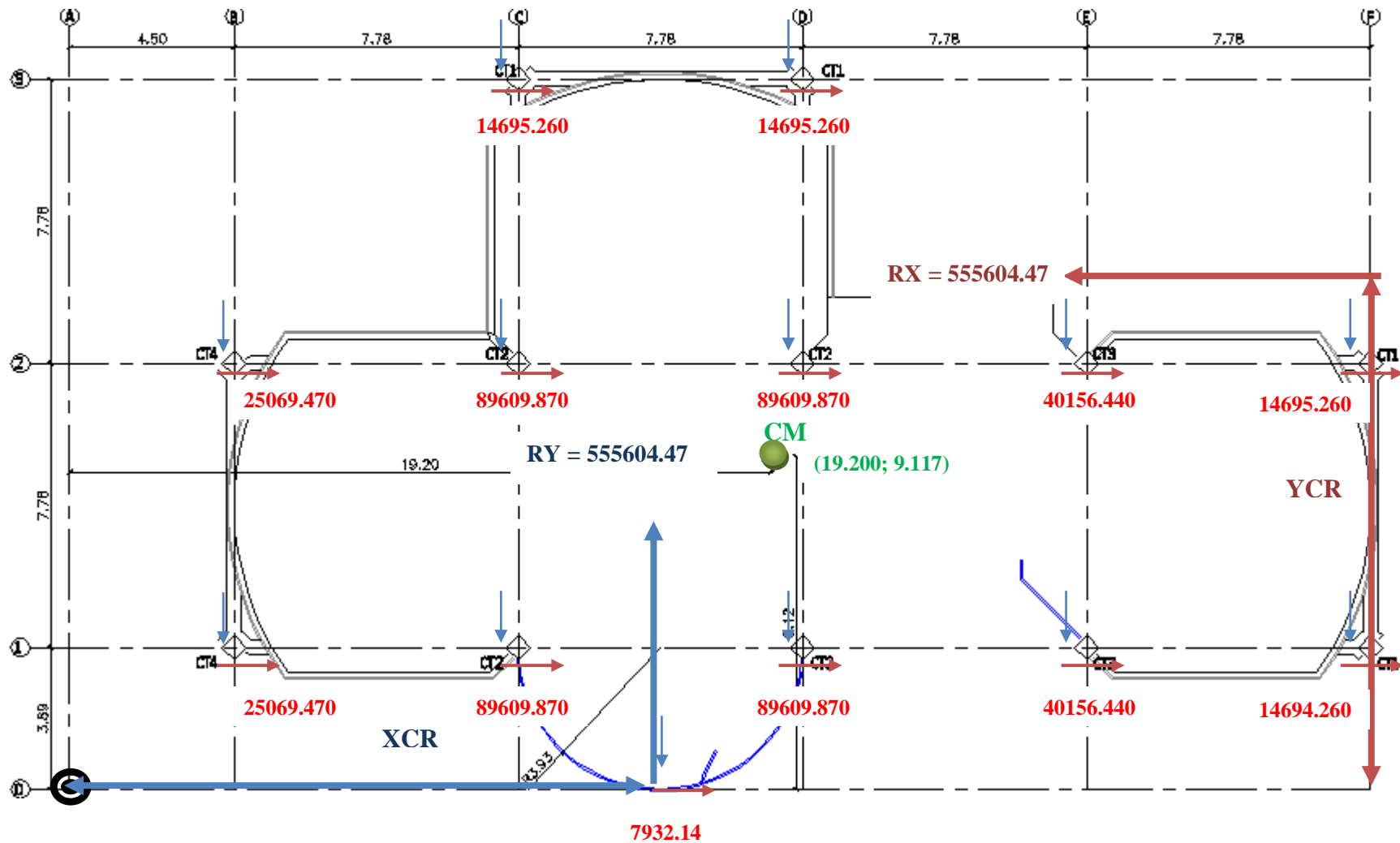


Figura 5.24: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+5.96, N+8.84

5.1.11.1.3.1.7.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”:

$$\sum MPa = 0$$

$$555604.47 * YCR - (25069.47 + 2 * 89609.87 + 40156.44 + 14694.26) * 389 - (25069.47 + 2 * 89609.87 + 40156.44 + 14694.26) * 1167 - (2 * 14694.26) * 1945 = 0$$

$$YCR = 828.625 \text{ cm} = 8.286 \text{ m.}$$

5.1.11.1.3.1.8.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”:

$$\sum MPa = 0$$

$$555604.47 * XCR - (25069.47 * 2) * 450 - (14694.26 + 2 * 89609.87) * 1228 + (14694.26 + 2 * 89609.87) * 2006 - (2 * 40156.44) * 2784 - (2 * 14694.26) * 3562 - 7932.14 * 1617 = 0$$

$$XCR = 1783.265 \text{ cm} = 17.833 \text{ m.}$$

5.1.11.1.3.1.9.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.117 - 8.286| = 0.831 \text{ m}$$

5.1.11.1.3.1.10.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |19.20 - 17.833| = 1.367 \text{ m}$$

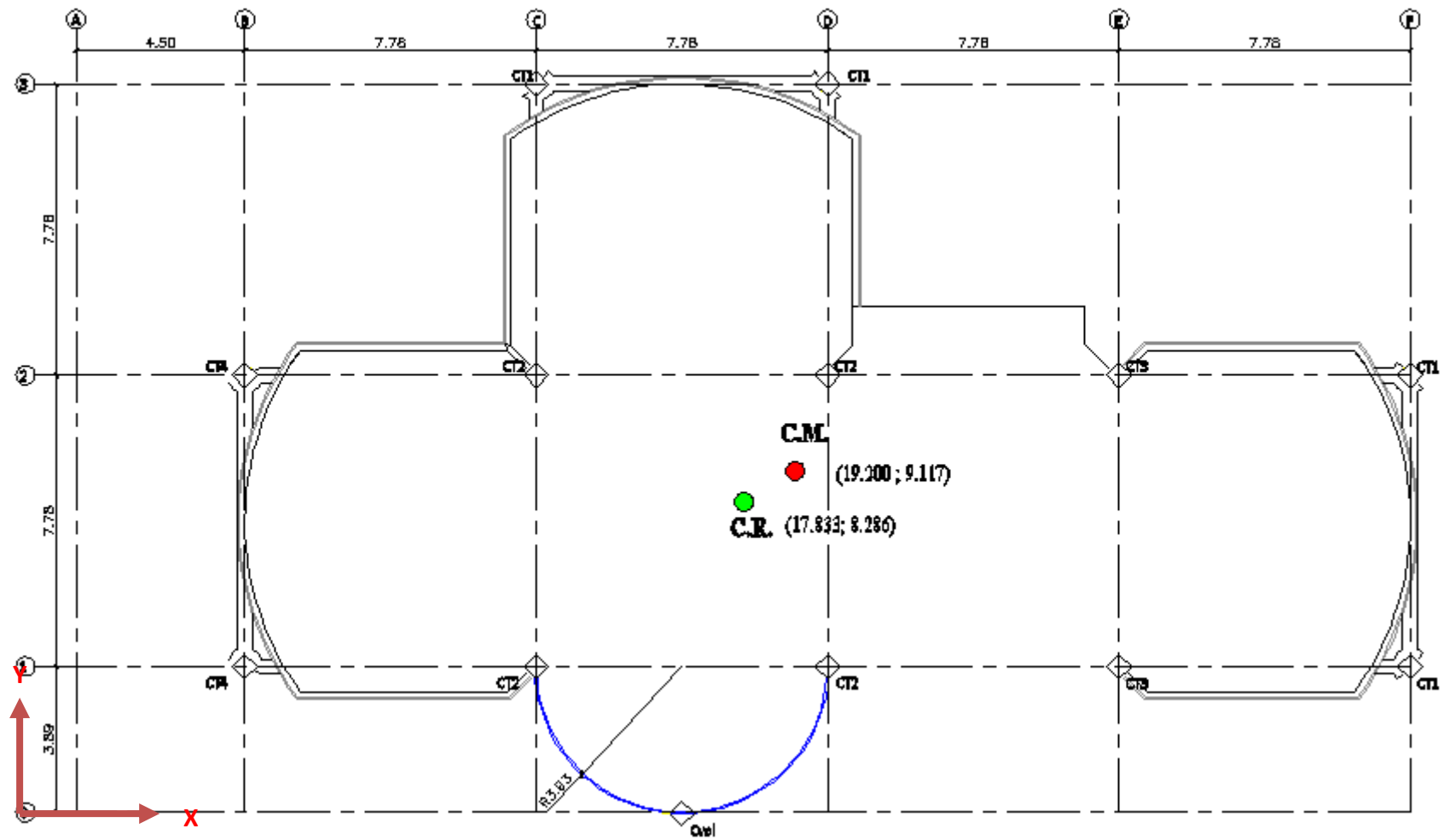


Figura 5.25: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+5.96, N+8.84

5.1.11.1.3.2.- Traslado del CR al CM.

5.1.11.1.3.2.1.- Losa N+3.08.

Tabla 5.18: Rigidez de Columnas en el Sentido “X”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	40	40	40	40	60	60	60	60	50	50	40	40	40	40	30
h (cm):	50	50	50	50	60	60	60	60	60	60	40	40	40	40	30
I (cm⁴):	416666.67	416666.67	416666.67	416666.67	1080000.00	1080000.00	1080000.00	1080000.00	900000.00	900000	213333.33	213333.33	213333.33	213333.33	67500.00
t (kg/cm):	40031.37	40031.37	40031.37	40031.37	103761.30	103761.30	103761.30	103761.30	86467.75	86467.75	20496.06	20496.06	20496.06	20496.06	6485.08

Tabla 5.19: Rigidez de Columnas en el Sentido “Y”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	50	50	50	50	60	60	60	60	60	60	40	40	40	40	30
h (cm):	40	40	40	40	60	60	60	60	50	50	40	40	40	40	30
I (cm⁴):	266666.67	266666.67	266666.67	266666.67	1080000.00	1080000.00	1080000.00	1080000.00	625000.00	625000	213333.33	213333.33	213333.33	213333.33	67500.00
t (kg/cm):	25620.08	25620.08	25620.08	25620.08	103761.30	103761.30	103761.30	103761.30	60047.05	60047.05	20496.06	20496.06	20496.06	20496.06	6485.08

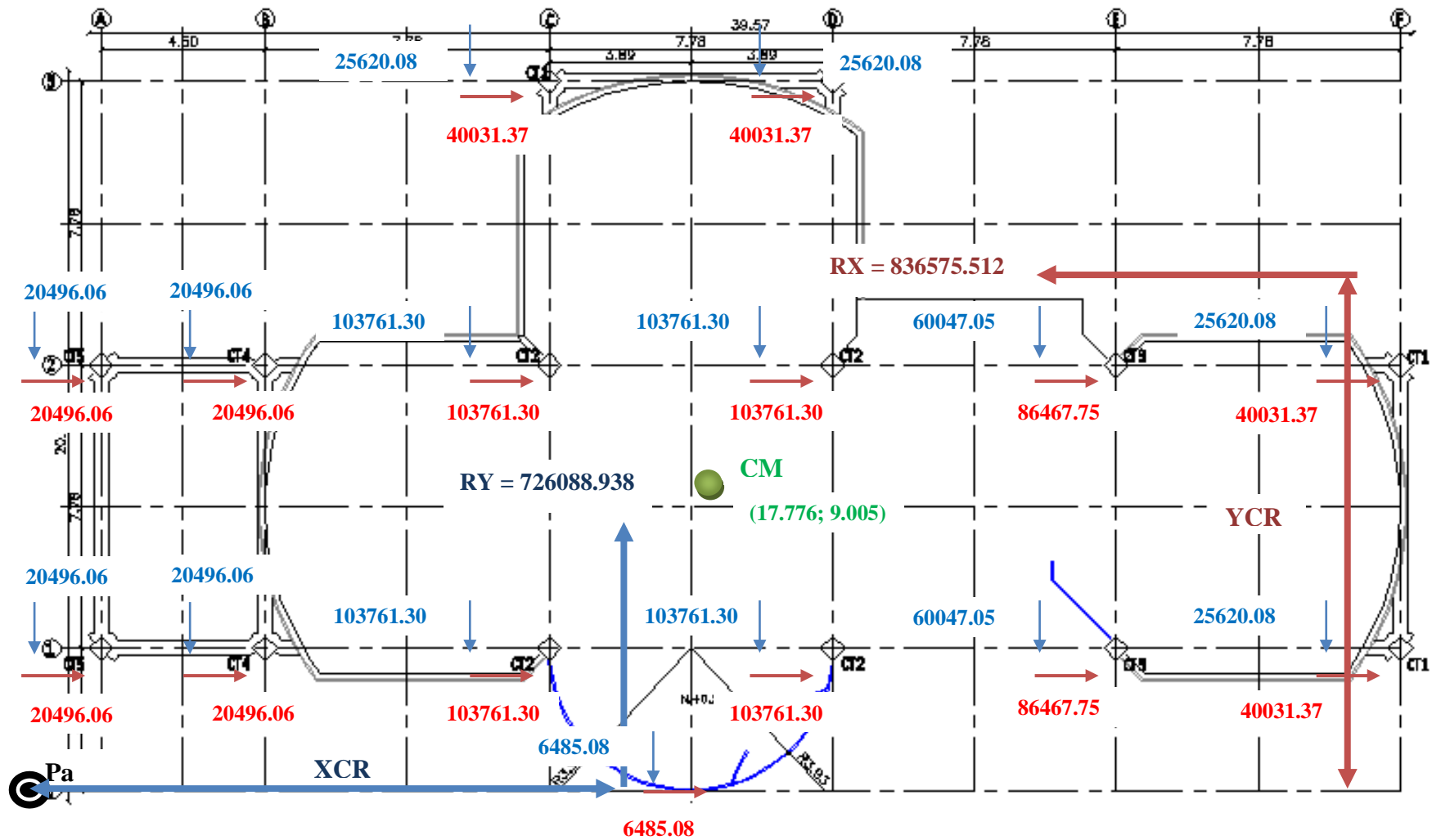


Figura 5.26: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08

5.1.11.1.3.2.1.1.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$836575.512 * YCR - (2 * 20496.06 + 2 * 103761.30 + 86467.75 + 40031.37) * 389 - (2 * 20496.06 + 2 * 103761.30 + 86467.75 + 40031.37) * 1167 - (2 * 40031.37) * 1945 = 0$$

$$YCR = 883.654 \text{ cm} = 8.837 \text{ m.}$$

5.1.11.1.3.2.1.2.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$726088.938 * XCR - (20496.06 * 2) * 450 - (25620.08 + 2 * 103761.30) * 1228 + (25620.08 + 2 * 103761.30) * 2006 - (2 * 60047.05) * 2784 - (2 * 25620.08) * 3562 - 6485.08 * 1617 = 0$$

$$XCR = 1790.105 \text{ cm} = 17.901 \text{ m.}$$

5.1.11.1.3.2.1.3.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.005 - 8.837| = 0.168 \text{ m}$$

5.1.11.1.3.2.1.4.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |17.776 - 17.901| = 0.125 \text{ m}$$

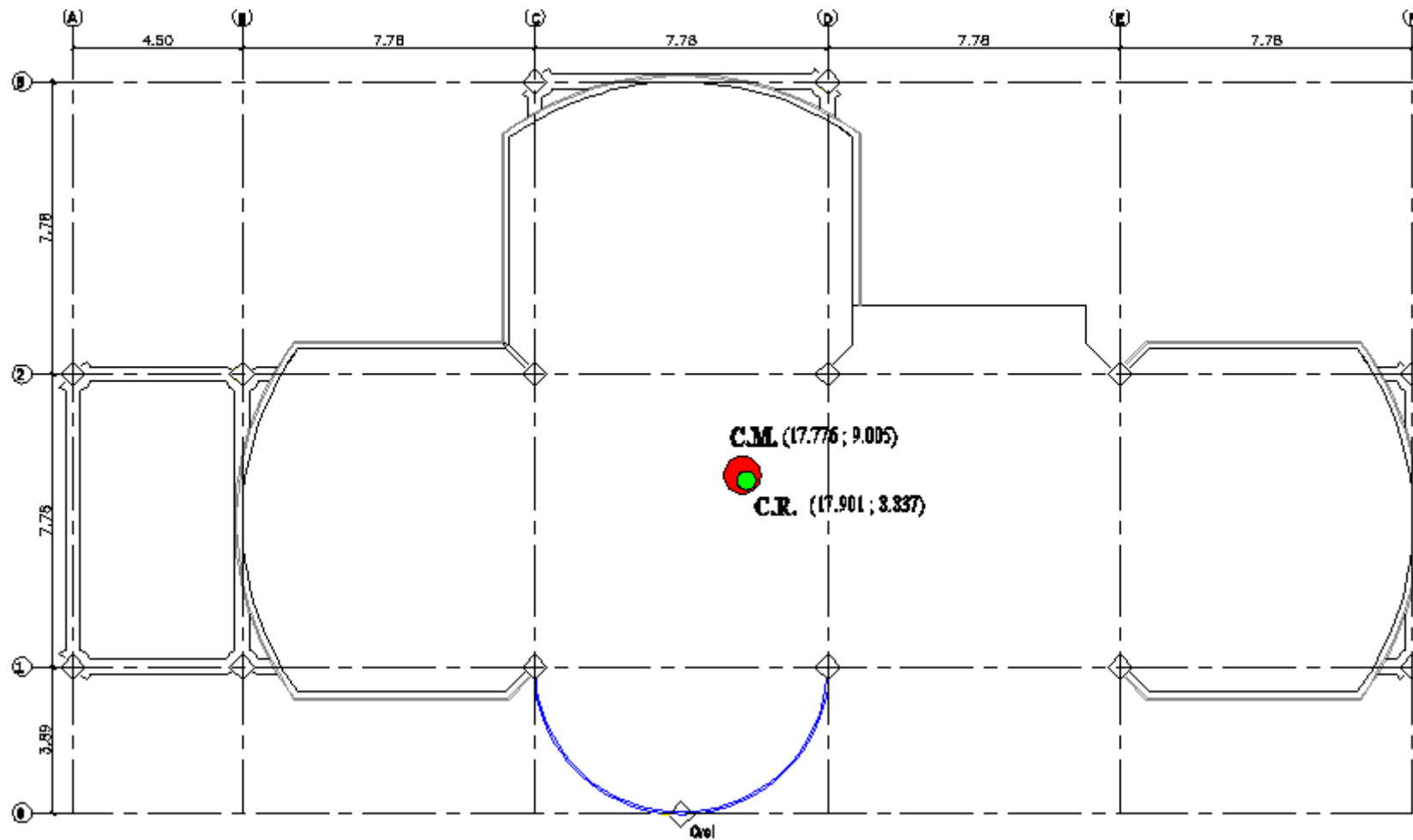


Figura 5.27: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08

5.1.11.1.3.2.2.- Losas N+5.96, N+8.84

Tabla 5.20: Rigidez de Columnas en el Sentido “X”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
b (cm):	40	40	40	40	60	60	60	60	50	50	40	40	30
h (cm):	50	50	50	50	60	60	60	60	60	60	40	40	30
I (cm⁴):	416666.67	416666.67	416666.67	416666.67	1080000.00	1080000.00	1080000.00	1080000.00	900000.00	900000	213333.33	213333.33	67500.00
t (kg/cm):	48963.80	48963.80	48963.80	48963.80	126914.17	126914.17	126914.17	126914.17	105761.81	105761.81	25069.47	25069.47	7932.14

Tabla 5.21: Rigidez de Columnas en el Sentido “Y”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
b (cm):	50	50	50	50	60	60	60	60	60	60	40	40	30
h (cm):	40	40	40	40	60	60	60	60	50	50	40	40	30
I (cm⁴):	266666.67	266666.67	266666.67	266666.67	1080000.00	1080000.00	1080000.00	1080000.00	625000.00	625000	213333.33	213333.33	67500.00
t (kg/cm):	31336.83	31336.83	31336.83	31336.83	126914.17	126914.17	126914.17	126914.17	73445.70	73445.70	25069.47	25069.47	7932.14

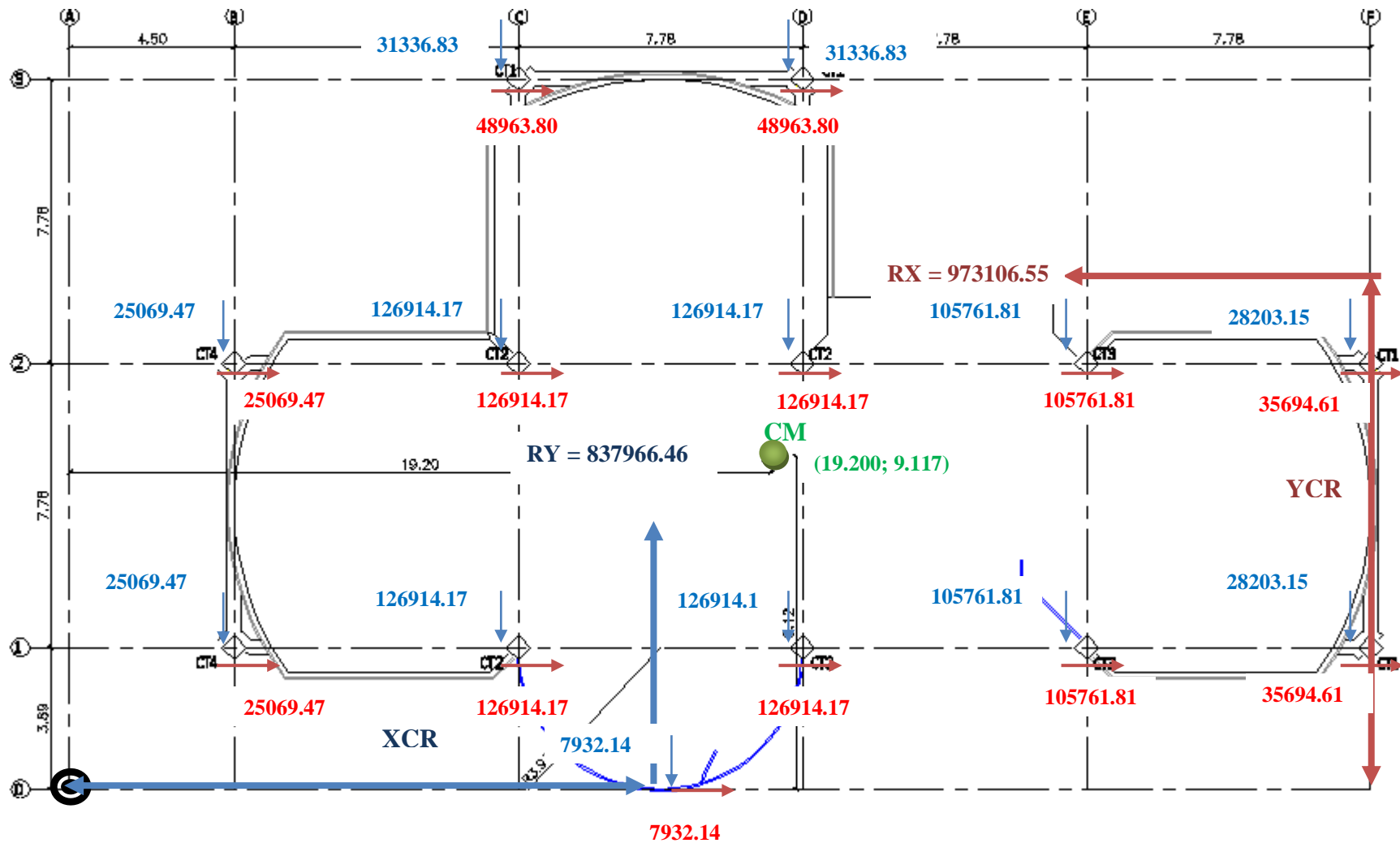


Figura 5.28: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+5.96, N+8.84

5.1.11.1.3.2.2.1.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$973106.55 * YCR - (25069.47 + 2 * 126914.17 + 105761.81 + 35694.61) * 389 - (25069.47 + 2 * 126914.17 + 105761.81 + 35694.61) * 1167 - (2 * 48963.80) * 1945 = 0$$

$$YCR = 889.098 \text{ cm} = 8.891\text{m.}$$

5.1.11.1.3.2.2.2.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$837966.46 * XCR - (25069.47 * 2) * 450 - (2 * 126914.17 + 31336.83) * 1228 + (2 * 126914.17 + 31336.83) * 2006 - (2 * 105761.81) * 2784 - (2 * 28203.15) * 3562 - 7932.14 * 1617 = 0$$

$$XCR = 1897.215 \text{ cm} = 18.972 \text{ m.}$$

5.1.11.1.3.2.2.3.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.117 - 8.891| = 0.226 \text{ m}$$

5.1.11.1.3.2.2.4.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |19.20 - 18.972| = 0.228 \text{ m}$$

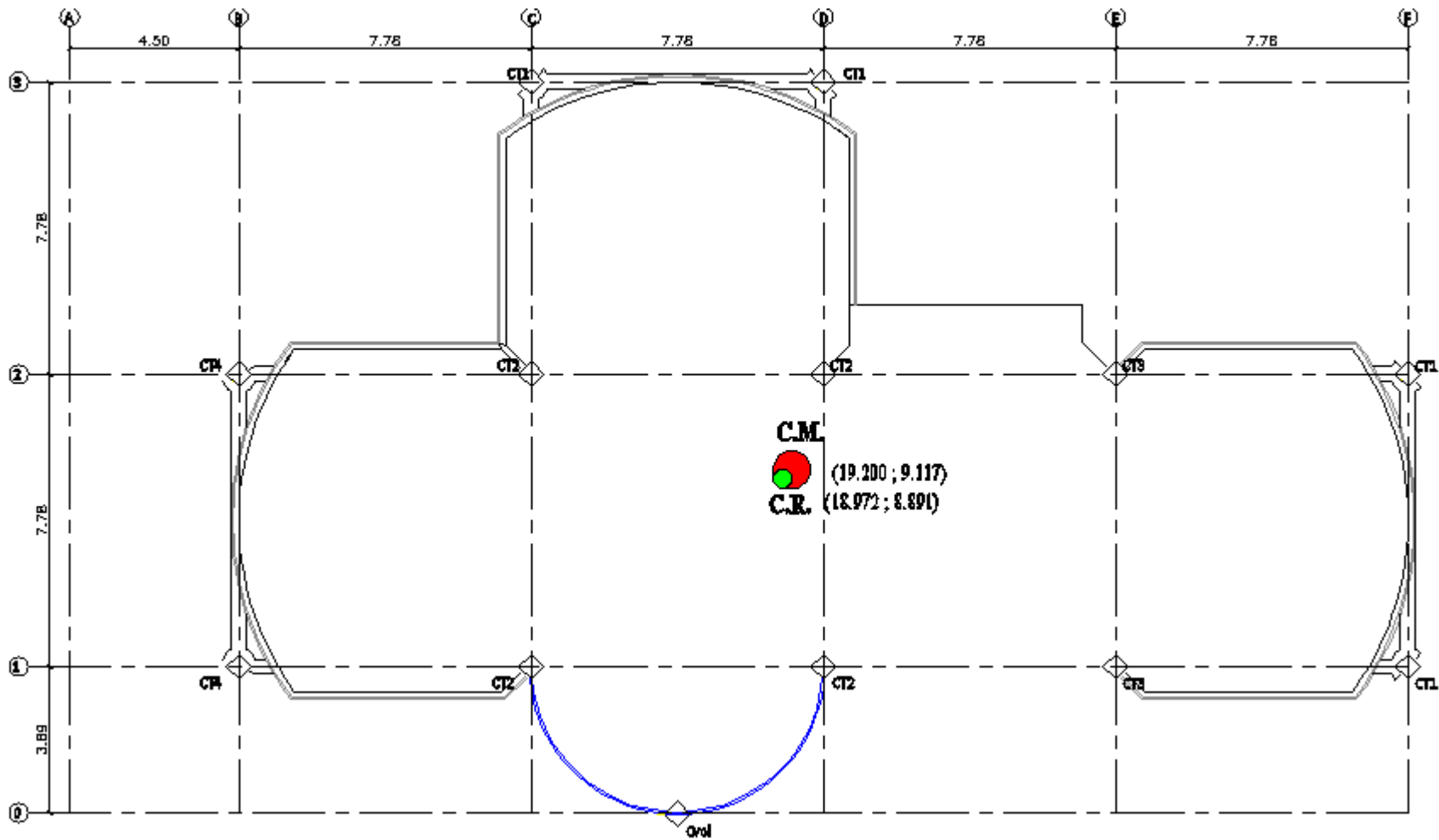


Figura 5.29: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84

5.1.11.2.- Segunda Corrida.- realizamos una nueva corrida con las nuevas secciones que nos dio del cálculo del centro de rigidez:

Tabla 5.22: Secciones del predimensionamiento

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	40	40	40	40	60	60	60	60	50	50	40	40	40	40	30
h (cm):	50	50	50	50	60	60	60	60	60	60	40	40	40	40	30

Con estas secciones logramos controlar un poco la torsión en planta pero es necesario seguir mejorando las secciones de los elementos estructurales debido a que debemos llegar a obtener el primer y segundo modo de vibración traslacionales y el tercer modo de vibración rotacional; para lo cual desarrollaremos una nueva corrida cambiando las secciones de las columnas.

5.1.11.3.- Tercera Corrida.- para rigidizar los pórticos aumentaremos las secciones de las columnas y las vigas:

Tabla 5.23: Secciones del control de torsión

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	60	60	80
h (cm):	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	60	60	80
Vigas	A	B	C	D	E	F	1	2	3	VS	Vvol	Vesc			
b (cm):	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40			
h (cm):	50	70	70	70	50	70	70	70	70	50	50	40			

Con estas secciones logramos que nuestro modelo estructural posea el primer y segundo modo de vibración traslacional y el tercer rotacional.

5.1.11.4.- Cuarta Corrida.- una vez que hemos logrado controlar la torsión y los modos de vibración, correremos el programa y activaremos la opción diseñar para observar los resultados que nos arroja el programa.

5.2.- Diseño con Columnas Circulares.

5.2.1.- Diseño de la Cimentación.

Se desarrolló el mismo procedimiento de cálculo que se detalla en el apartado 5.1.1.

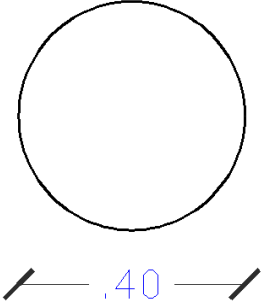
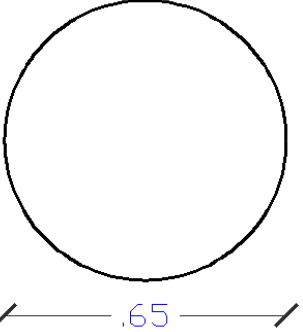
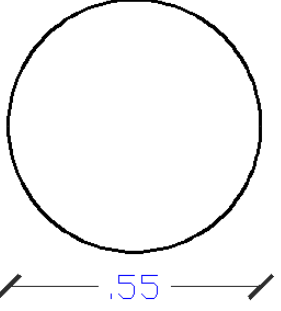
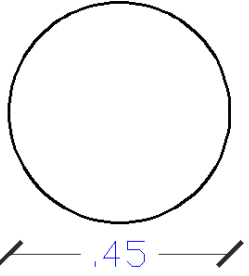
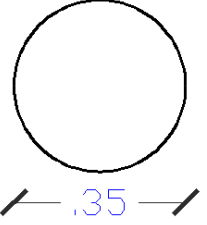
5.2.2.- Diseño de Elementos Estructurales.- el detalle del predimensionamiento de los elementos estructurales se encuentra en el apartado 5.1.2.

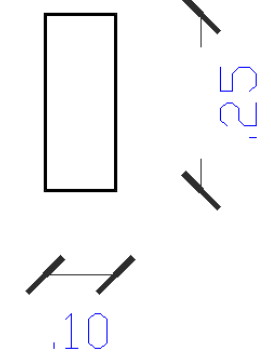
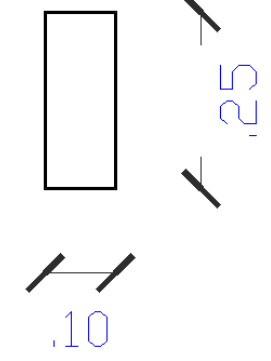
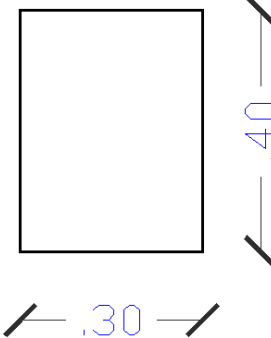
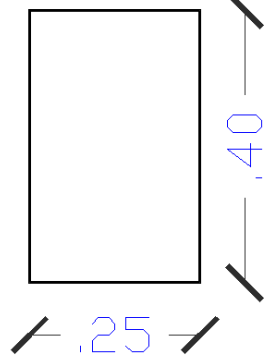
5.2.2.1.- Predimensionamiento de Columnas.- el cálculo del predimensionamiento de columnas se encuentra en el apartado 5.1.2.3.

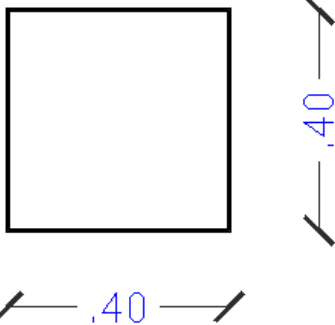
Tabla 5.24: Predimensionamiento de Columnas

TIPO	COLUMNAS	ÁREAS	A.COOPER	P	Ag=20P	SEC.CIR	DIÁMETRO
CT1	C3, D3, F2, F1	3.89*3.89	15.132	49.536	990.729	35.517	40
CT2	C2, D2, C1, D1	7.78*3.89+3.89*3.8 9	45.396	148.60 9	2972.187	61.517	65
CT3	E2, E1	7.78*3.89	30.264	99.073	1981.458	50.228	55
CT4	B2, B1	3.89*2.25+3.89*3.8 9	23.885	78.189	1563.773	44.621	45
CT5	A2, A1	2.25*3.89	8.753	9.551	191.015	15.595	35
							SEC.MIN

Tabla 5.25: Elementos de la Estructura

ELEMENTO	BASE (m)	ALTURA (m)	ESPESOR (m)	GRÁFICO
CT1	0.40			
CT2	0.65			
CT3	0.55			
CT4	0.45			
CT5	0.35			

<p style="text-align: center;">NX</p>	<p style="text-align: center;">0.10</p>	<p style="text-align: center;">0.25</p>		
<p style="text-align: center;">NY</p>	<p style="text-align: center;">0.10</p>	<p style="text-align: center;">0.25</p>		
<p style="text-align: center;">VIGAS</p>	<p style="text-align: center;">0.30</p>	<p style="text-align: center;">0.40</p>		
<p style="text-align: center;">VIGAS SEC</p>	<p style="text-align: center;">0.25</p>	<p style="text-align: center;">0.40</p>		

VIGA ESCALERA	0.40	0.40		
--------------------------	-------------	-------------	--	---

5.2.3.- Análisis de Cargas en Losas.

El análisis de cargas lo podemos ver en el apartado 5.1.3.

5.2.4.- Componentes Verticales del Sismo de Diseño.

El cálculo de las componentes verticales del sismo de diseño 5.1.4.

5.2.5.- Estados de Carga.

Se debe considerar los siguientes estados de carga:

- Carga Muerta.
- Carga Viva.
- Sismo en XP.
- Sismo en XN.
- Sismo en YP.
- Sismo en YN.
- Z+.
- Z-.

5.2.6.- Factores Sísmicos.

El estudio de los factores sísmicos de la estructura se lo puede observar a detalle en el apartado 5.1.6.

5.2.6.1.- Resumen de los Factores Sísmicos:

$$V_S = \frac{ZxIx C}{R x \emptyset_P x \emptyset_E} x W$$

Tabla 5.26.- Resumen de los Factores Sísmicos

FACTOR	VALOR
Z	(II) 0,25
I	1.00
S	S3 (1.5)
Hn	8.84
Ct	0.08
T	0.410
Cm	2.80
C	2.80
R	10.00
\emptyset_P	0.90
\emptyset_E	1.00

5.2.6.2.- Corte Basal.

$$V_S = \frac{ZxIx C}{R x \emptyset_P x \emptyset_E} x W$$

$$V_S = \frac{0.25x1x2.80}{10x0.90x1.00} x W$$

$$V_S = 0.0778xW$$

5.2.7.- Espectro de Diseño.

Utilizaremos el mismo espectro del modelo con columnas cuadradas que se encuentra detallado en el apartado 5.1.7.

5.2.8.- Definición de Masas.

La definición de masas se encuentra explicada en el apartado 5.1.8.

5.2.9.- Corrida del Programa:

5.2.9.1.- Primera Corrida.- con los valores del predimensionamiento se observó el siguiente comportamiento: en el primer y segundo modo de vibración se presenta que no son totalmente traslacionales, por tal motivo vamos a calcular el centro de rigidez para ayudar a que la estructura baje su período de vibración y logremos obtener que los dos primeros modos de vibración sean traslacionales y el tercer rotacional.

Tabla 5.27.- Dimensiones de las columnas según el predimensionamiento

TIPO	COLUMNAS	DIÁMETRO
CT1	C3, D3, F2, F1	40
CT2	C2, D2, C1, D1	65
CT3	E2, E1	55
CT4	B2, B1	45
CT5	A2, A1	35
CT6	CVOL	35

5.2.9.1.1.- Cálculo del Centro de Masas.- se presentarán solamente las coordenadas del centro masas debido a que el detalle del cálculo se encuentra en el literal **5.1.11.1.2.**

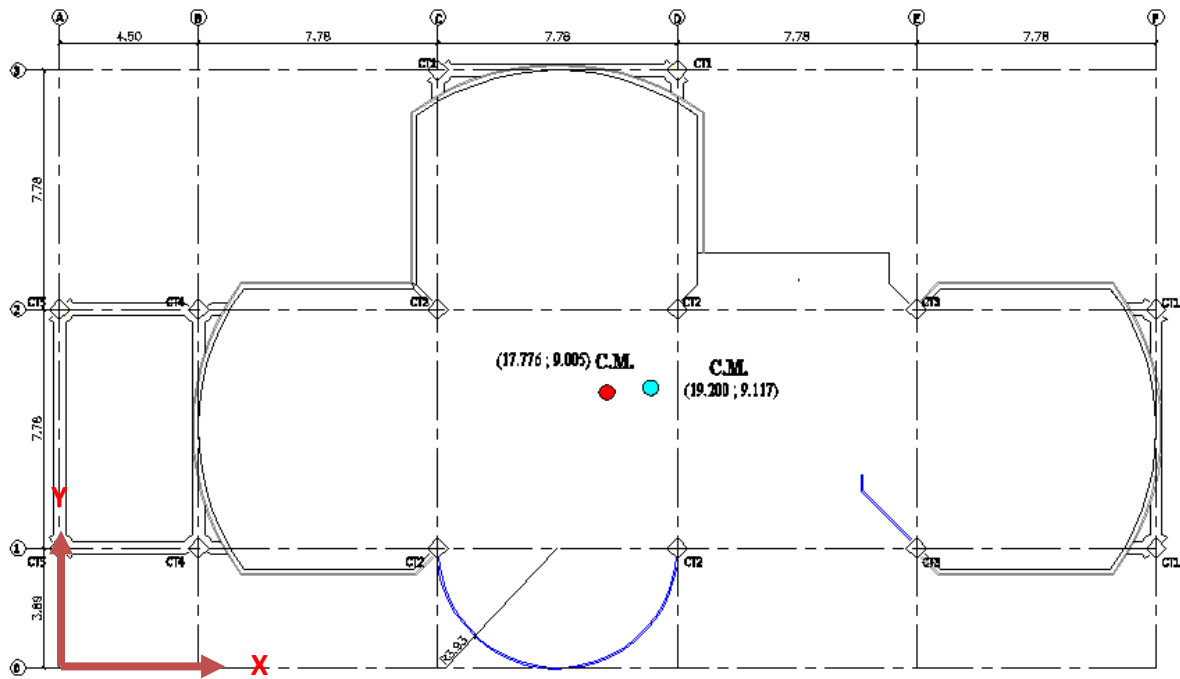


Figura 5.30: Centro de masas de las Losa N+3.08, N+5.96, N+ 8.84

5.2.9.1.2.- Centro de Rigidez.- presentaremos el cálculo del centro de rigidez con las secciones del predimensionamiento.

5.2.9.1.3.- Losa N+3.08.- Sentido “X” y “Y”.

Tabla 5.28.- Rigidez de columnas de la Losa N+3.08

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
D (cm):	40	40	40	40	65	65	65	65	55	55	45	45	35	35	35
I (cm⁴):	125663.71	125663.71	125663.71	125663.71	876240.51	876240.51	876240.51	876240.51	449180.25	449180.25	201288.96	201288.96	73661.76	73661.76	73661.76
t (kg/cm):	12073.18	12073.18	12073.18	12073.18	84185.05	84185.05	84185.05	84185.05	43155.12	43155.12	19338.89	19338.89	7077.07	7077.07	7077.07

5.2.9.1.4.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$531252.163 * YCR - (7077.07 + 19338.89 + 84185.05 * 2 + 43155.12 + 12073.17) * 389 - (7077.07 + 19338.89 + 84185.05 * 2 + 43155.12 + 12073.17) * 1167 - (2 * 12073.17) * 1945 = 0$$

YCR = 820.678 cm = 8.207 m.

5.2.9.1.5.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$531252.163 * XCR - (19338.89 * 2) * 450 - (12073.17 + 2 * 84185.05) * 1228 + (12073.17 + 2 * 84185.0) * 2006 - (2 * 43155.12) * 2784 - (2 * 12073.17) * 3562 - 7077.07 * 1617 = 0$$

$$XCR = 1766.956 \text{ cm} = 17.670 \text{ m.}$$

5.2.9.1.6.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.005 - 8.207| = 0.798 \text{ m}$$

5.2.9.1.7.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |17.776 - 17.670| = 0.106 \text{ m}$$

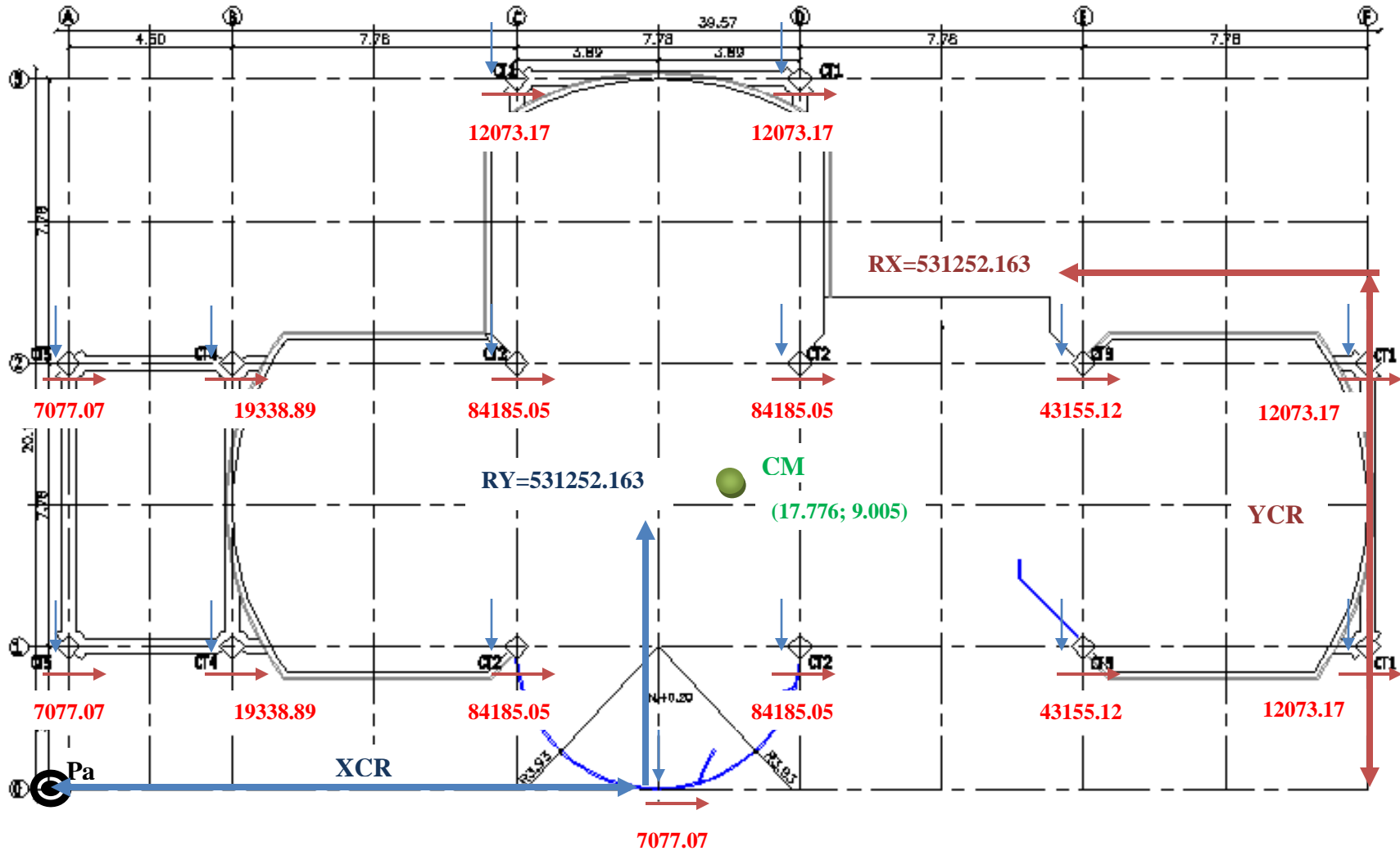


Figura 5.31.- Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08

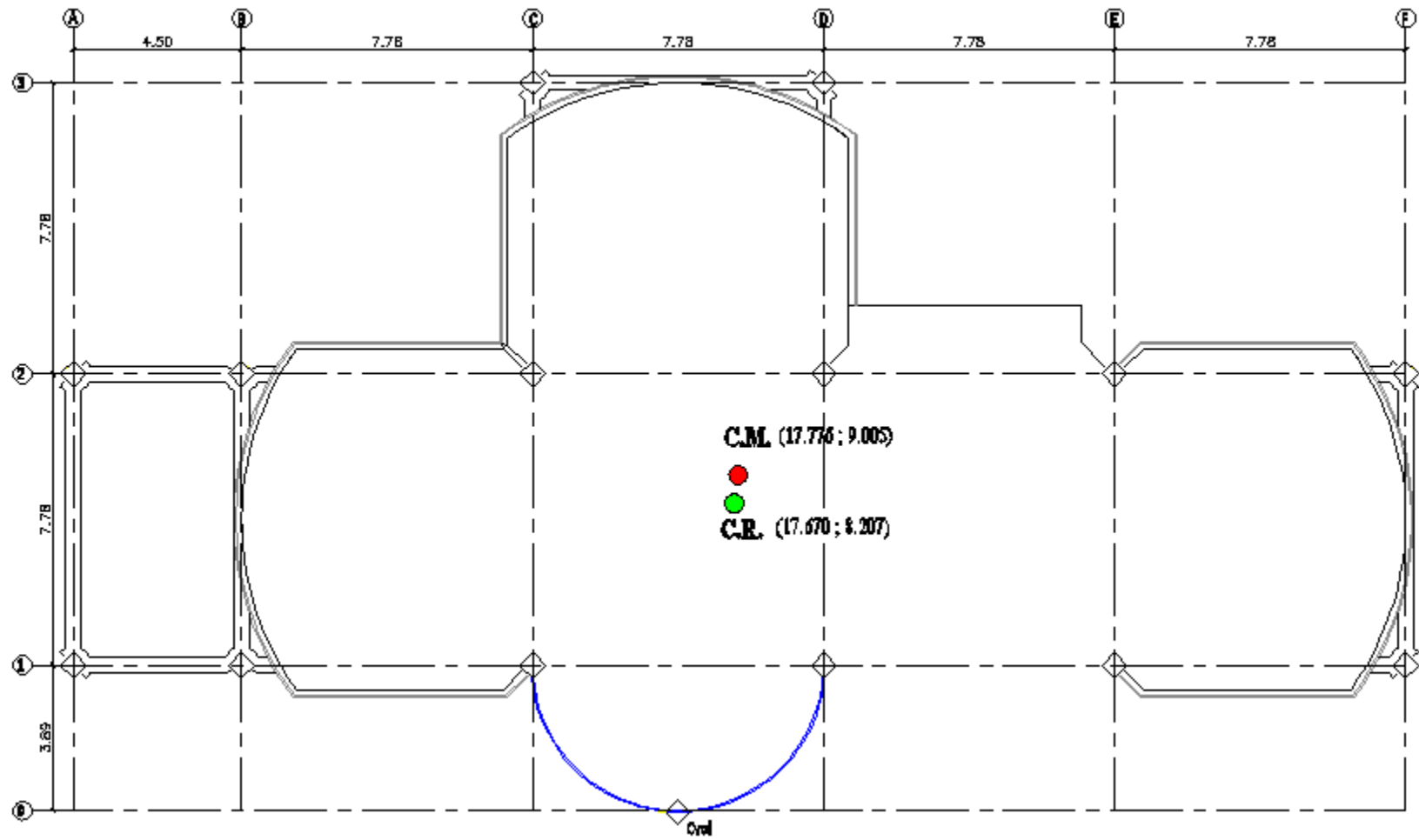


Figura 5.32: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08

5.2.9.1.8.- Losa N+5.96, N+8.84; Sentido “X” y “Y”.

Tabla 5.29.- Rigidez de columnas de las Losa N+5.96 y N+8.84

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
D (cm):	40	40	40	40	65	65	65	65	55	55	45	45	35
I (cm⁴):	125663.706	125663.706	125663.706	125663.706	876240.506	876240.506	876240.506	876240.506	449180.254	449180.254	201288.959	201288.959	73661.757
t (kg/cm):	14767.134	14767.134	14767.134	14767.134	102969.754	102969.754	102969.754	102969.754	52784.572	52784.572	23654.093	23654.093	8656.223

5.2.9.1.9.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$632481.11 * YCR - (23654.09 + 2 * 102969.80 + 52784.57 + 14767.13) * 389 - (23654.09 + 2 * 102969.80 + 52784.57 + 14767.13) * 1167 - (2 * 14767.13) * 1945 = 0$$

$$YCR = 821.846 \text{ cm} = 8.218 \text{ m.}$$

5.2.9.1.10.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$632481.11 * XCR - (23654.09 * 2) * 450 - (14767.13 + 2 * 102969.80) * 1228 + (14767.13 + 2 * 102969.80) * 2006 - (2 * 52784.57) * 2784 - (2 * 14767.13) * 3562 - 8656.223 * 1617 = 0$$

$$**XCR = 1815.322 cm = 18.153 m.**$$

5.2.9.1.11.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.117 - 8.218| = 0.899 m$$

5.2.9.1.12.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |19.20 - 18.153| = 1.047 m$$

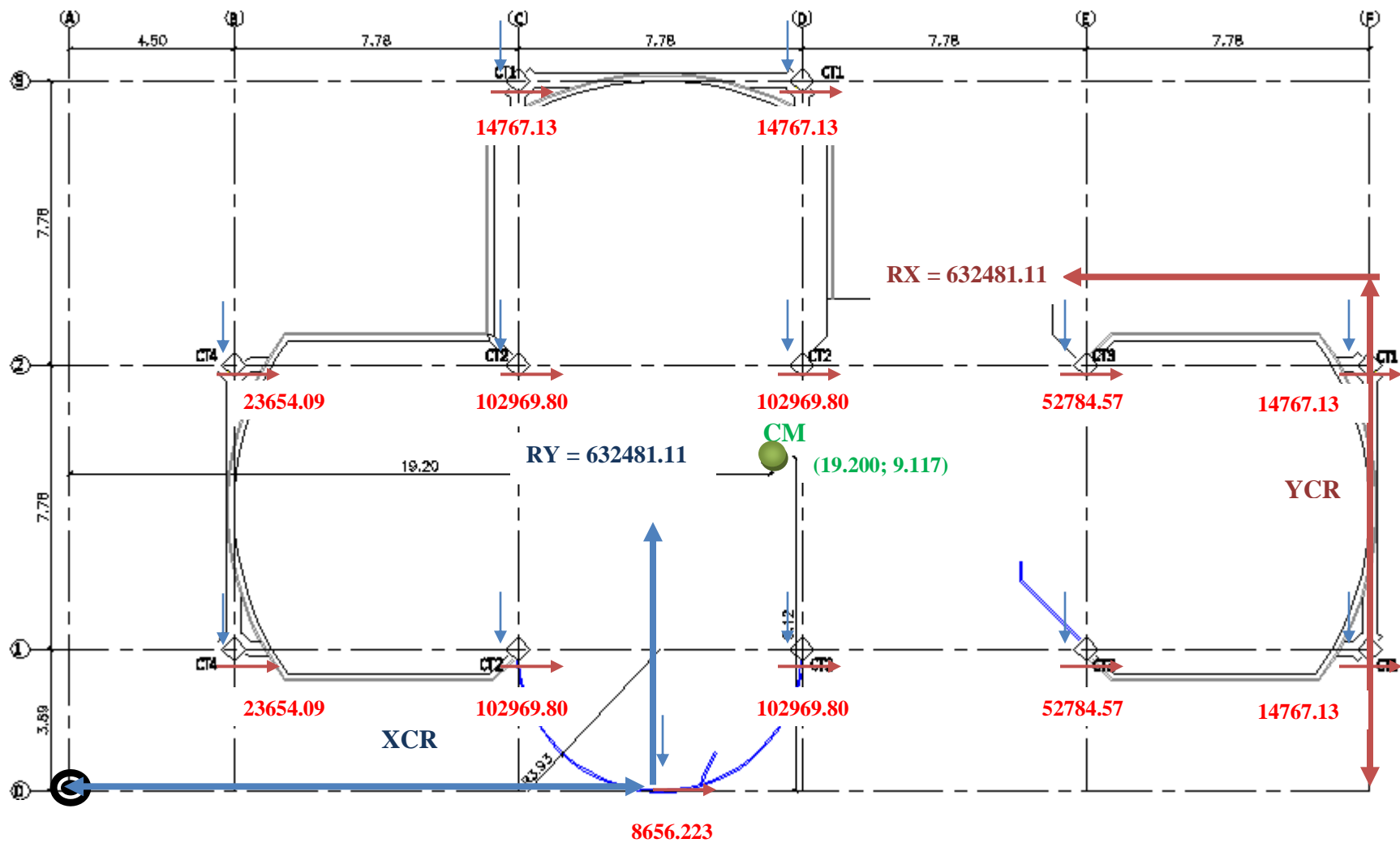


Figura 5.33: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+5.96, N+8.84

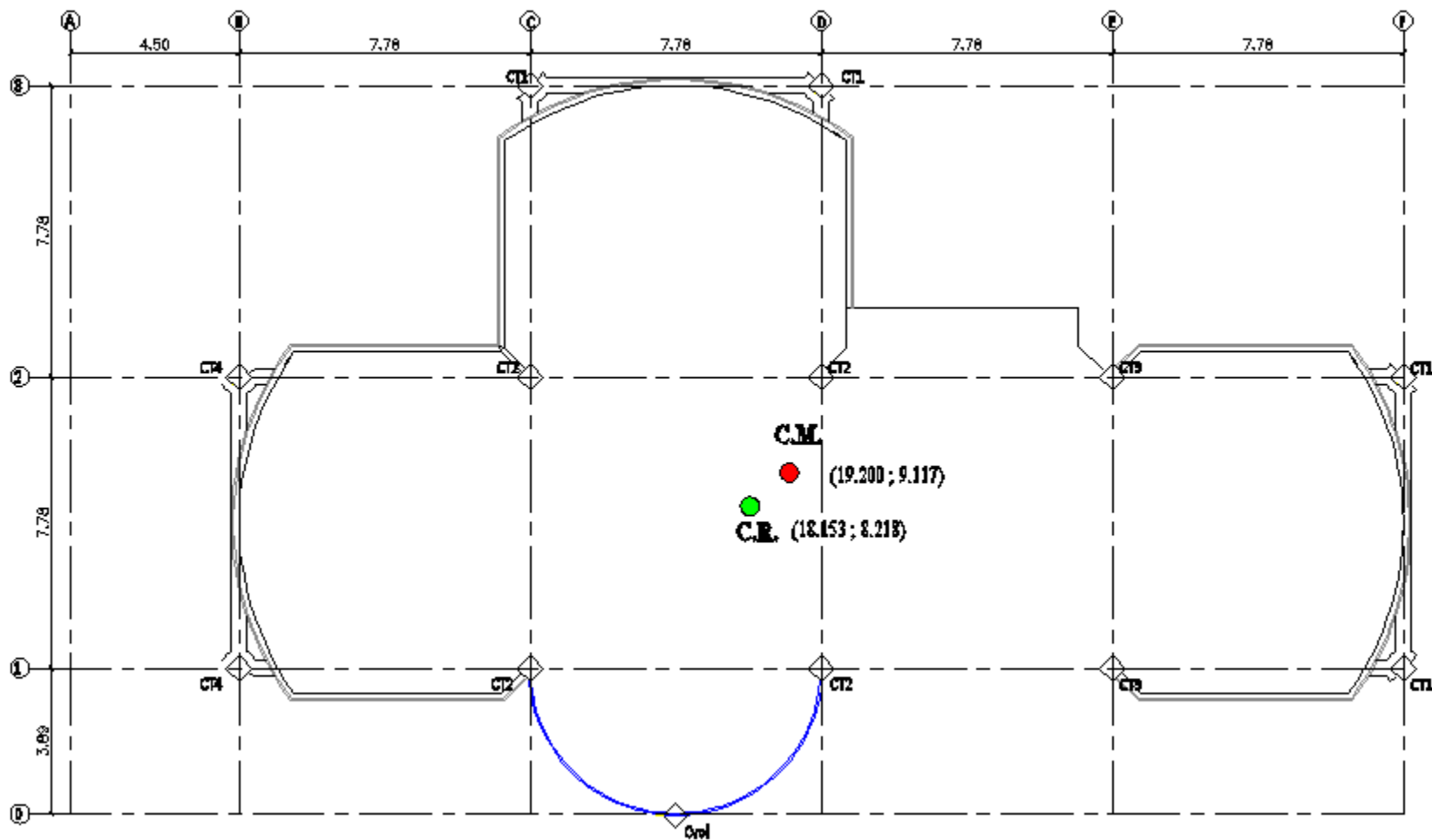


Figura 5.34: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84

5.2.9.1.13.- Traslado del Centro de Rigidez al Centro de Masa.

5.2.9.1.13.1.- Losa N+3.08.- Sentido “X” y “Y”.

Tabla 5.30: Rigidez de columnas de la Losa N+3.08.

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
D (cm):	40	40	40	40	70	70	60	60	60	60	40	40	45	45	35
I (cm⁴):	125663.71	125663.71	125663.71	125663.71	1178588.12	1178588.12	636172.51	636172.51	636172.51	636172.51	125663.71	125663.71	201288.96	201288.96	73661.76
t (kg/cm):	12073.18	12073.18	12073.18	12073.18	113233.19	113233.19	61120.45	61120.45	61120.45	61120.45	12073.18	12073.18	19338.89	19338.89	7077.07

5.2.9.1.13.2.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$589142.099 * YCR - (19338.89 + 2 * 12073.17 + 3 * 61120.45) * 389 - (19338.89 + 2 * 12073.17 + 3 * 61120.45) * 1167 - (2 * 12073.17) * 1945 = 0$$

$$YCR = 885.303 \text{ cm} = 8.853 \text{ m.}$$

5.2.9.1.13.3.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$589142.099 * XCR - (12073.17 * 2) * 450 - (61120.45 + 113222.19 + 12073.17) * 1228 + (61120.45 + 113222.19 + 12073.17) * 2006 - (2 * 61120.45) * 2784 - (2 * 12073.17) * 3562 - 7077.07 * 1617 = 0$$

$$XCR = 1784.870 \text{ cm} = 17.849 \text{ m.}$$

5.2.9.1.13.4.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.005 - 8.853| = 0.152 \text{ m}$$

5.2.9.1.13.5.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |17.776 - 17.849| = 0.073 \text{ m}$$

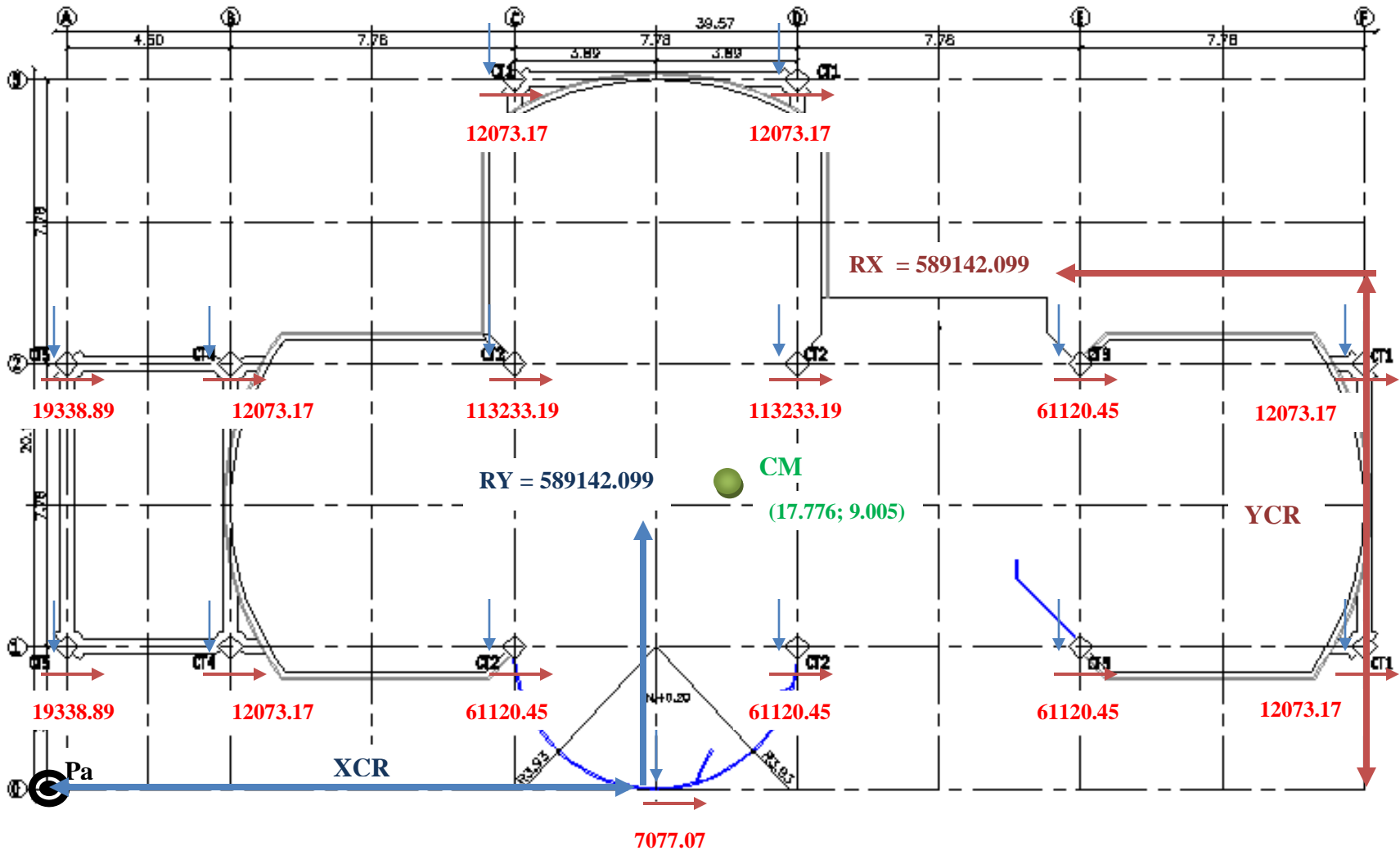


Figura 5.35: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08

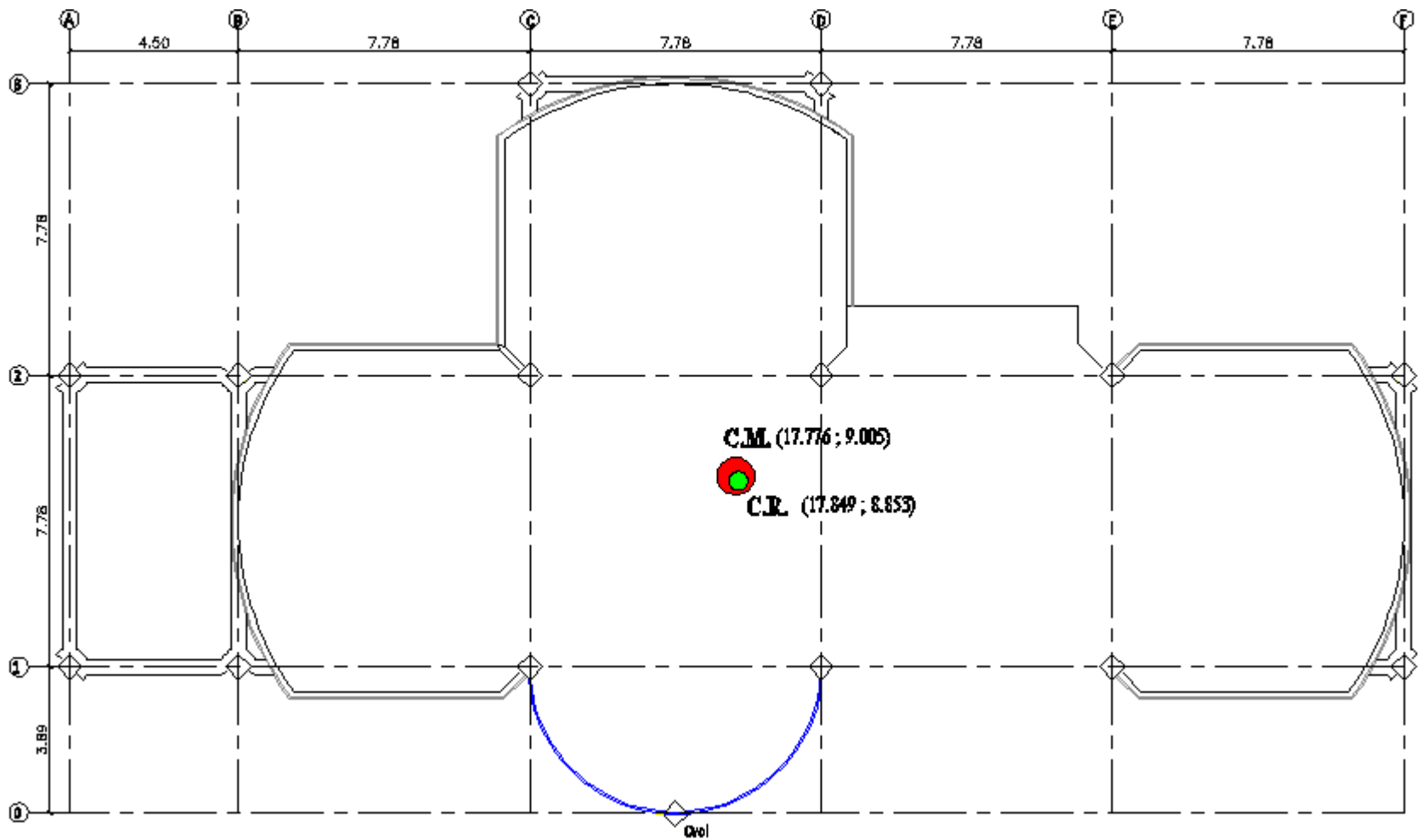


Figura 5.36: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+3.08

5.2.9.1.13.6.- Losa N+5.96, N+8.84.- Sentido “X” y “Y”.

Tabla 5.31: Rigidez de las columnas N+5.96 y N+8.84

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
D (cm):	40	40	40	40	70	70	60	60	60	60	40	40	35
I (cm⁴):	125663.71	125663.71	125663.71	125663.71	1178588.12	1178588.12	636172.51	636172.51	636172.51	636172.51	125663.71	125663.71	73661.76
t (kg/cm):	14767.13	14767.13	14767.13	14767.13	138499.57	138499.57	74758.62	74758.62	74758.62	74758.62	14767.13	14767.13	8656.22

5.2.9.1.13.7.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$673292.62 * YCR - (2 * 14767.13 + 3 * 74758.62) * 389 - (2 * 14767.13 + 74758.62 + 138499.57) * 1167 - (2 * 14767.13) * 1945 = 0$$

$$YCR = 892.842 \text{ cm} = 8.928 \text{ m.}$$

5.2.9.1.13.8.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$673292.62 * XCR - (14767.13 * 2) * 450 - (14767.13 + 74758.62 + 138499.57) * 1228 + (14767.13 + 74758.62 + 138499.57) * 2006 - (2 * 74758.62) * 2784 - (2 * 14767.13) * 3562 - 8656.223 * 1617 = 0$$

$$**XCR = 1910.281 cm = 19.103 m.**$$

5.2.9.1.13.9.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.117 - 8.928| = 0.189 m$$

5.2.9.1.13.10.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |19.20 - 19.103| = 0.097 m$$

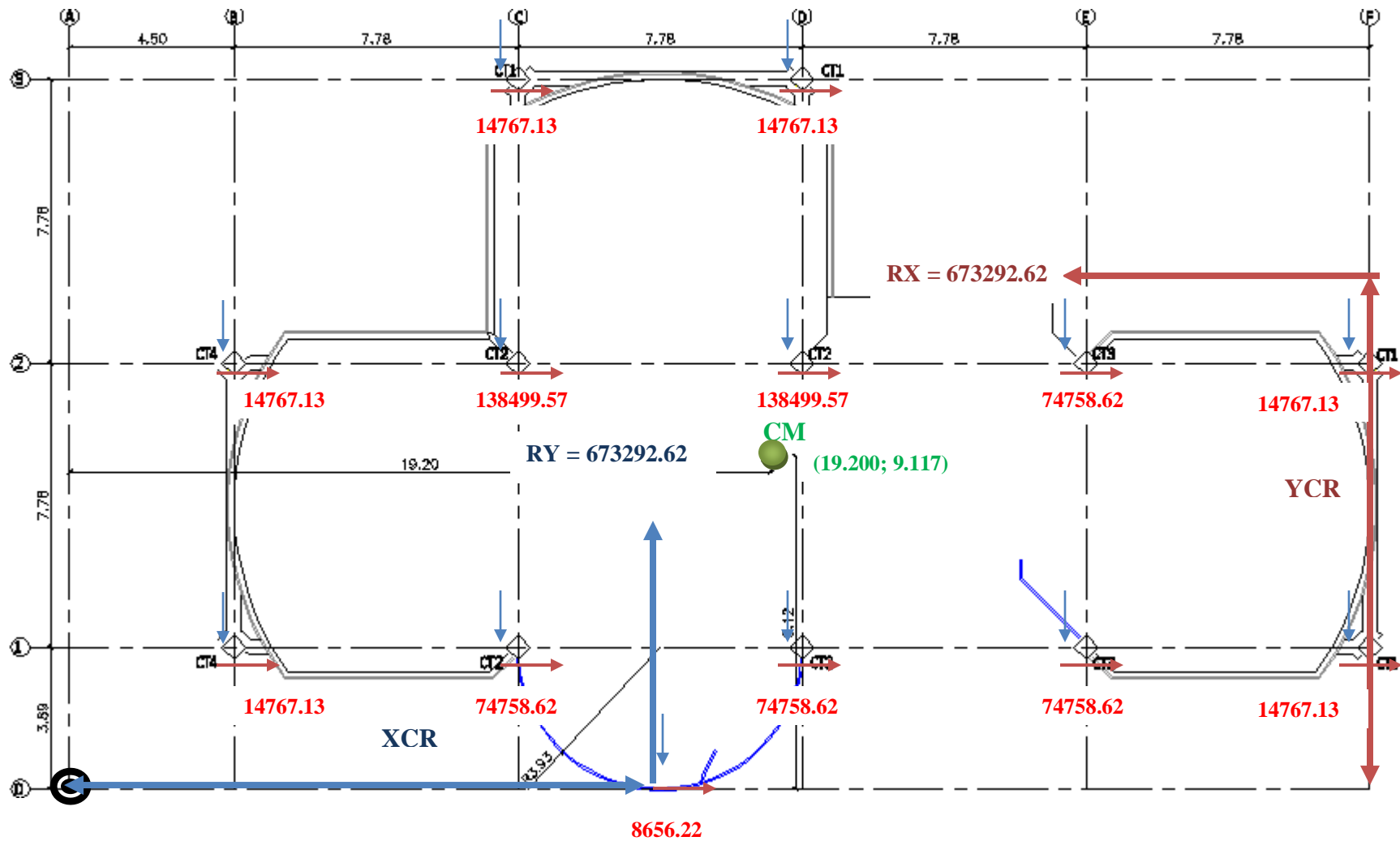


Figura 5.37: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+5.96, N+8.84

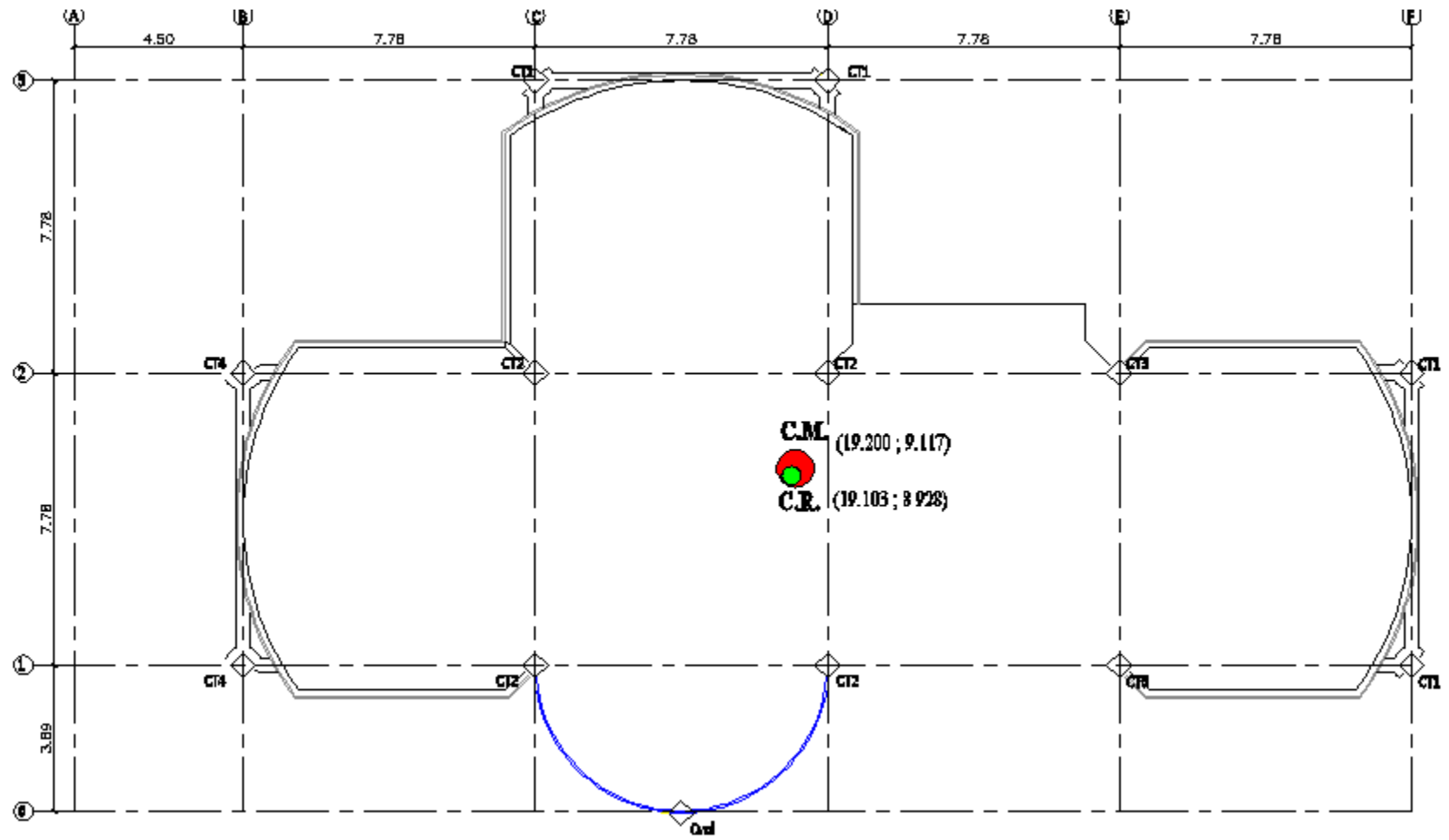


Figura 5.38: Centro de masas y rigidez de las losas N+5.96, N+8.84

5.2.9.2.- Segunda Corrida.- realizamos una nueva corrida con las nuevas secciones que nos dio del cálculo del centro de rigidez:

Tabla 5.32: Secciones del Centro de Masas Calculado

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
D (cm):	40	40	40	40	70	70	60	60	60	60	40	40	45	45	35

Con estas secciones logramos controlar un poco la torsión en planta pero es necesario seguir mejorando las secciones de los elementos estructurales debido a que debemos llegar a obtener el primer y segundo modo de vibración traslacionales y el tercer modo de vibración rotacional; para lo cual desarrollaremos una nueva corrida cambiando las secciones de las columnas.

5.2.9.3.- Tercera Corrida.- para rigidizar los pórticos aumentaremos las secciones de las columnas y las vigas:

Tabla 5.33: Secciones de columnas para la rigidización de los pórticos de la estructura

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
D (cm):	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	70	70	60	60	70

Tabla 5.34: Secciones de vigas para la rigidización de los pórticos de la estructura

Vigas	A	B	C	D	E	F	1	2	3	VS	Vvol	Vesc
b (cm):	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
h (cm):	70	70	70	70	50	70	70	70	70	50	50	40

Con estas secciones logramos obtener que nuestro modelo estructural posea el primer y segundo modo de vibración traslacional y el tercer rotacional.

5.3.- Planos y Resumen de Materiales.

Los planos y resumen de materiales se encuentran en el Anexo N° 3.

5.4.- Presupuesto Referencial.

El presupuesto referencial se encuentra en el capítulo IX.

CAPÍTULO VI

DISEÑO DEL MODELO ESTRUCTURAL EN ACERO

6.1.- Diseño con Columnas Cuadradas.

6.1.1.- Diseño de la Cimentación.

Se desarrolló el mismo procedimiento de cálculo que se detalla en el apartado 5.1.1.

6.1.2.- Diseño de Elementos Estructurales.

6.1.2.1.- Losas.

Se utilizarán paneles de losa metálica de calibre 22 que tiene las siguientes características:



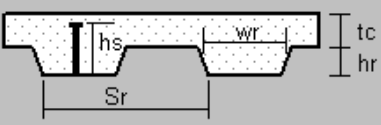
Figura 6.1: Geometría del Deck Metálico

Deck Section

Section Name: DECK308

Type:

- Filled Deck
- Unfilled Deck
- Solid Slab



Geometry:

Slab Depth (tc): 0.065

Deck Depth (hr): 0.055

Rib Width (wr): 0.1261

Rib Spacing (Sr): 0.3188

Material:

Slab Material: H210

Deck Material: []

Deck Shear Thick: []

Composite Deck Studs:

Diameter: 0.0508

Height (hs): 0.0875

Tensile Strength, Fu: 42000.

Metal Deck Unit Weight:

Unit Weight/Area: 7.580E-03

Set Modifiers... Display Color []

OK Cancel

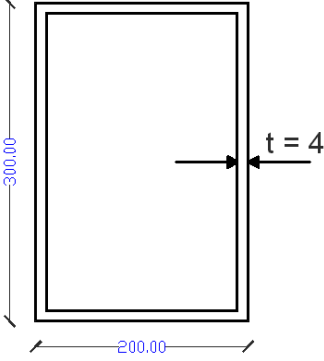
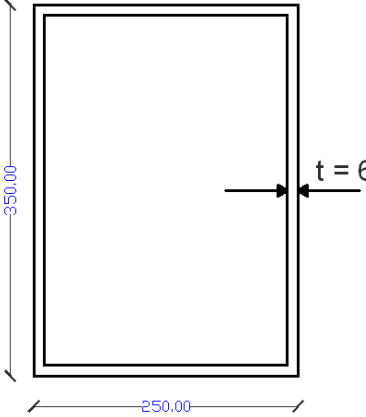
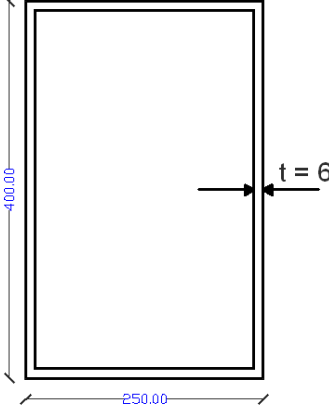
Figura 6.2: Propiedades del Deck Metálico.

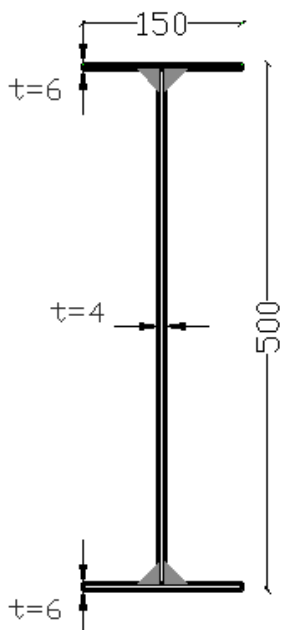
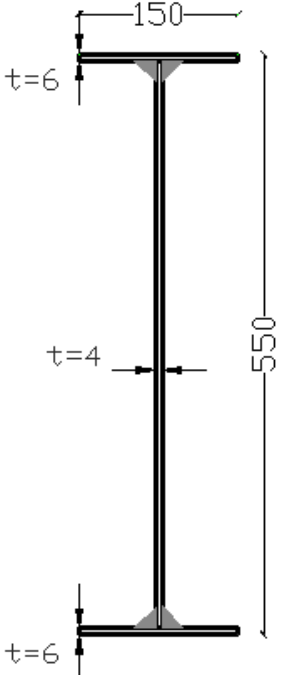
Es importante considerar las especificaciones técnicas del catálogo del proveedor del Deck Metálico en nuestro caso escogimos NOVALOSA.

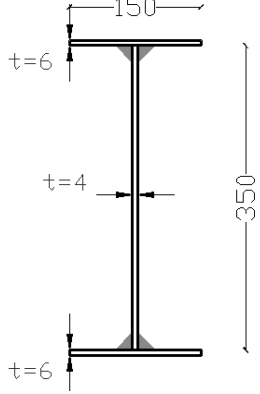
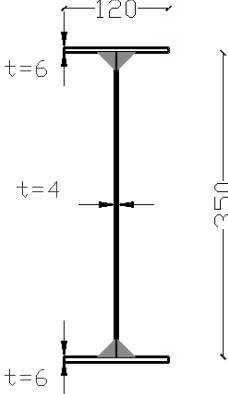
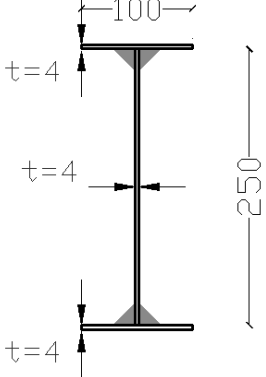
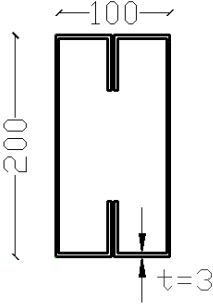
6.1.2.2.- Vigas.

Para el predimensionamiento de las vigas se define una lista de secciones que en base a un estudio de la construcción de edificios con características similares pueden resistir los esfuerzos a los cuales nuestra estructura se encuentra expuesta:

Tabla 6.1: Vigas propuestas

ELEMENTO	SECCIÓN	GRÁFICO
VIGAS:	200X300X4	
	250X350X6	
	250X400X6	

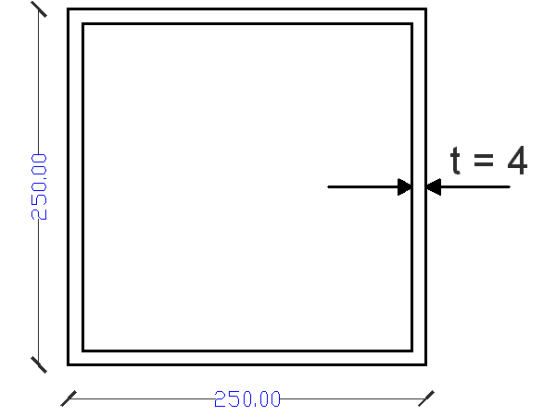
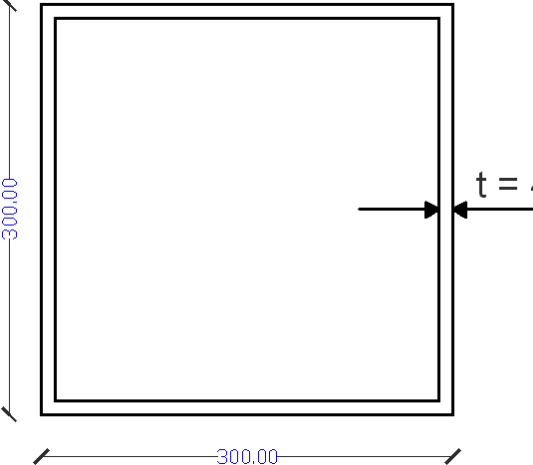
	<p>I 500X150</p>	
	<p>I 550X150</p>	

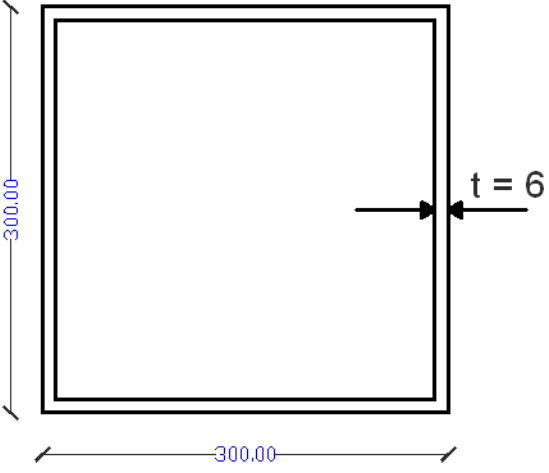
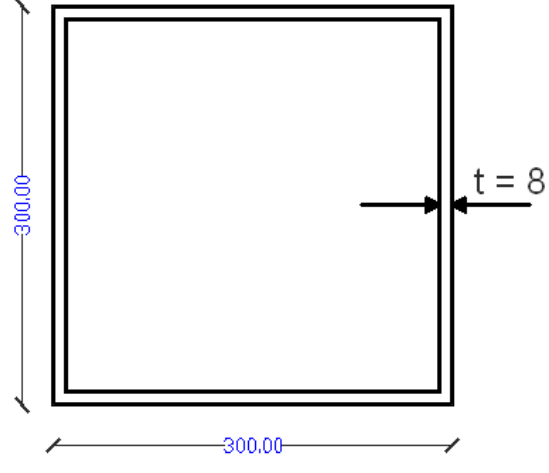
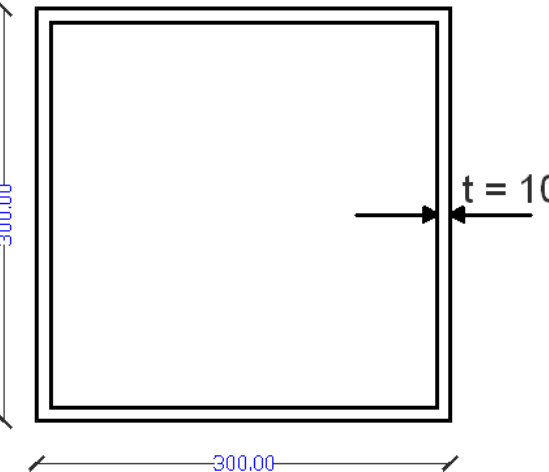
<p>I 350X150</p>	
<p>I 350X120</p>	
<p>I 250X100</p>	
<p>2G200X50X15X3</p>	

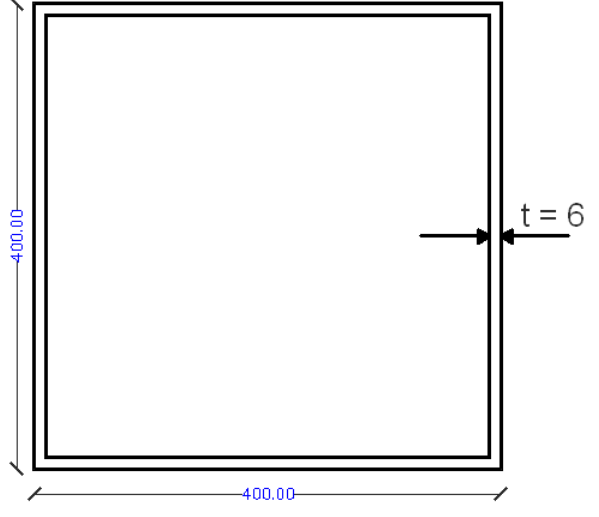
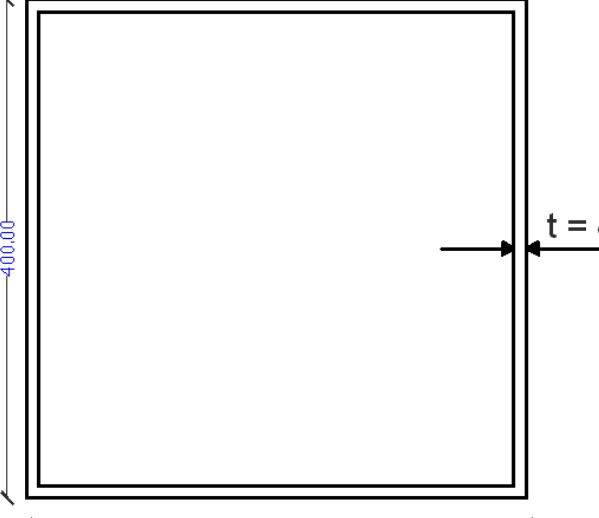
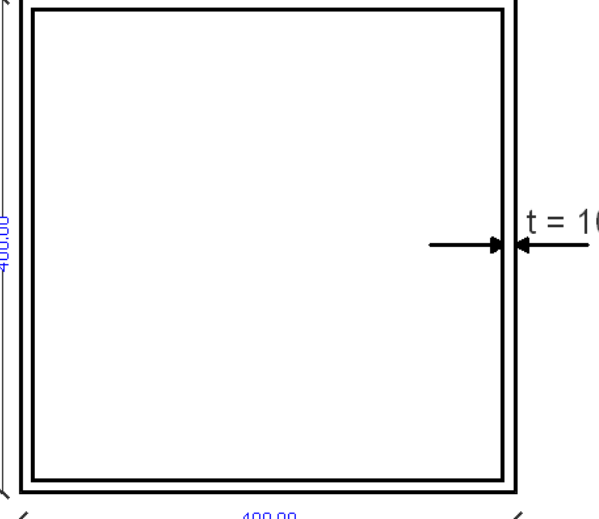
6.1.2.3.- Columnas.

Para el predimensionamiento de las columnas se define una lista de secciones que en base a un estudio de la construcción de edificios con características similares pueden resistir los esfuerzos a los cuales nuestra estructura se encuentra expuesta:

Tabla 6.2: Columnas propuestas

ELEMENTO	SECCIÓN	GRÁFICO
COLUMNAS:	250X250X4	 <p>The diagram shows a square cross-section of a column. The outer side length is 250.00 mm, indicated by a vertical dimension line on the left and a horizontal dimension line at the bottom. The wall thickness is 4 mm, indicated by two arrows pointing towards each other on the right side, labeled 't = 4'.</p>
	300X300X4	 <p>The diagram shows a square cross-section of a column. The outer side length is 300.00 mm, indicated by a vertical dimension line on the left and a horizontal dimension line at the bottom. The wall thickness is 4 mm, indicated by two arrows pointing towards each other on the right side, labeled 't = 4'.</p>

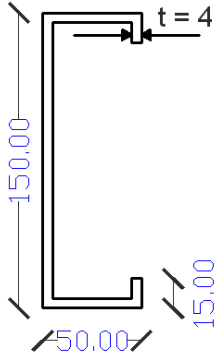
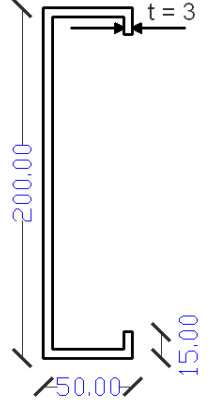
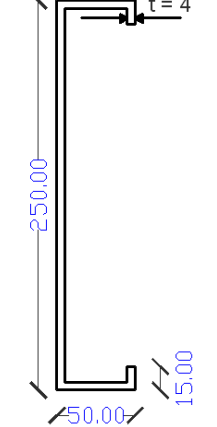
	300X300X6	
	300X300X8	
	300X300X10	

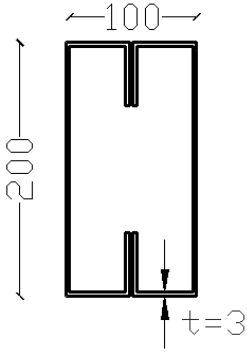
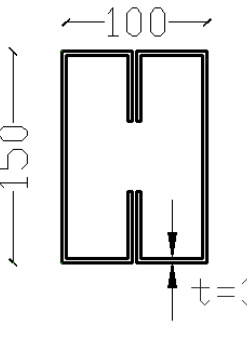
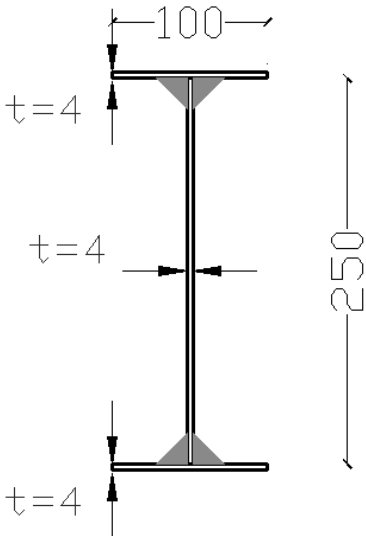
	400X400X6	
	400X400X8	
	400X400X10	

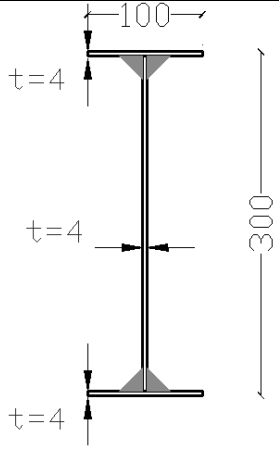
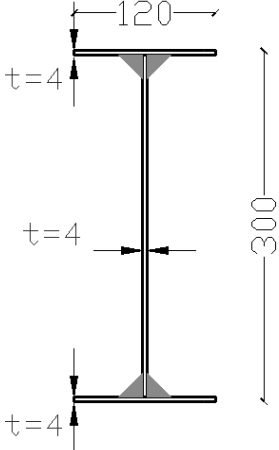
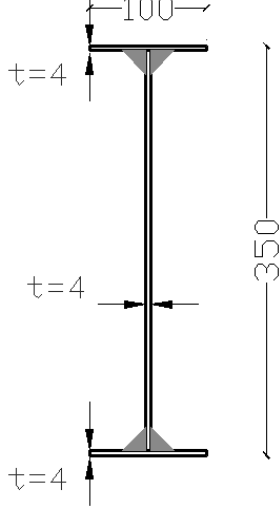
6.1.2.4.- Viguetas.

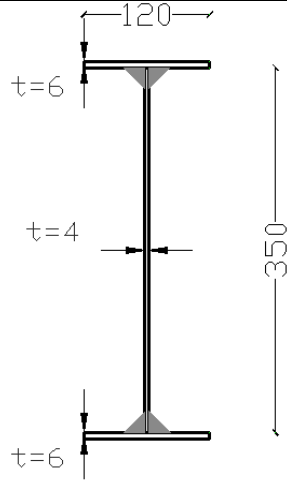
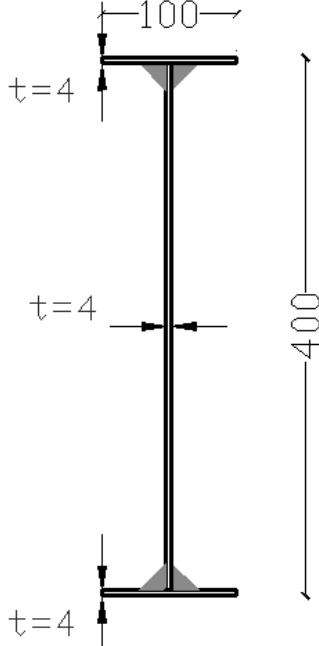
Para las correas se iterará con las siguientes secciones:

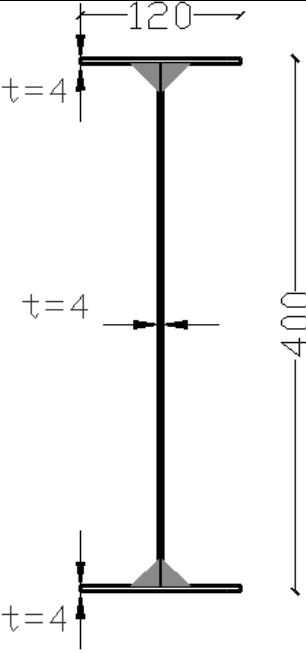
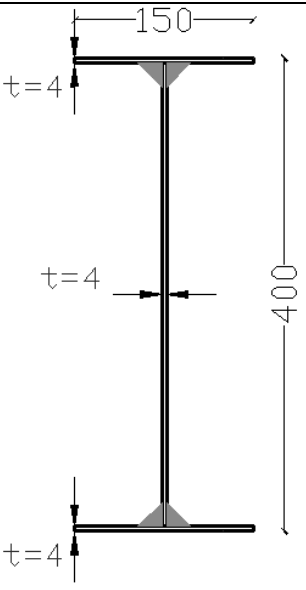
Tabla 6.3: Listado de viguetas

ELEMENTO	SECCIÓN	GRÁFICO
VIGUETAS	1G 150X50X15X3	
	1G 200X50X15X3	
	1G 250X50X15X4	

	<p>2G200X50X15X3</p>	
	<p>2G150X50X15X3</p>	
	<p>I 250X100X4</p>	

	<p>I 300X100X4</p>	
	<p>I 300X120X4</p>	
	<p>I 350X100X4</p>	

	<p>I 350X120X4</p>	
	<p>I 400X100X4</p>	

	I 400X120X4	
	I 400X150X4	

6.1.3.- Análisis de Cargas en Losas.

El análisis de cargas se lo debe hacer piso a piso, no se considerará el peso del Deck

Metálico debido a que el programa ETABS ya toma en consideración ese peso:

Tabla 6.4: Análisis de cargas en las Losas N+ 3.08, N+5.96

LOSA N+3.08, N+5.96	
CARGA MUERTA:	
ELEMENTOS:	PESO (T/m²)
PAREDES:	0.200
PISOS:	0.090
CIELO RASO:	0.050
AIRE ACONDICIONADO:	0.020
P.P.L.	0.360

CM = 0.360 T/m²

Tabla 6.5: Análisis de cargas en la Losa N+ 8.84

LOSA N+8.84	
CARGA MUERTA:	
ELEMENTOS:	PESO (T/m²)
CIELO RASO:	0.050
AIRE ACONDICIONADO:	0.020
P.P.L.	0.070

CM = 0.070 T/m²

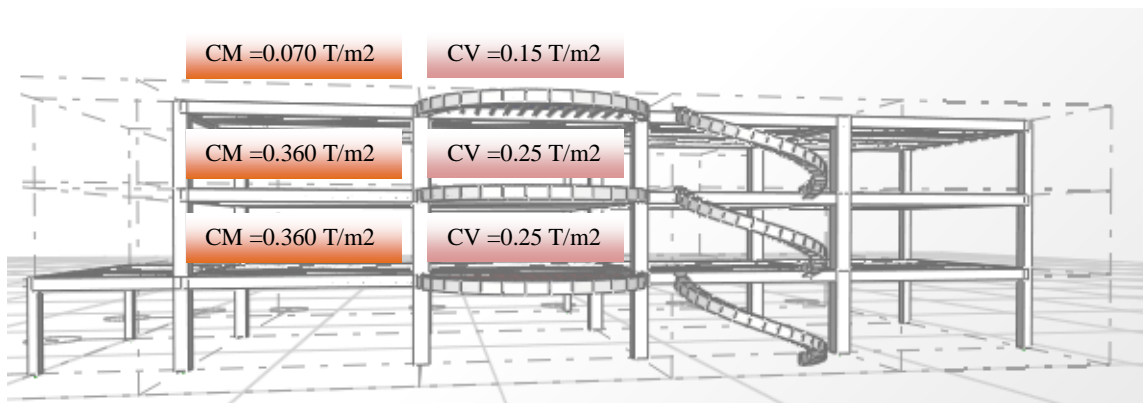


Figura 6.3: Cargas en la Estructura

6.1.4.- Análisis de Cargas en la Escalera.

✓ **CARGA MUERTA:**

- Peso de escalones.
- Enlucidos.

Tabla 6.6: Análisis de Carga Muerta

ESCALERA:					
CARGA MUERTA:					
ELEMENTOS:	Base (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Peso Específico (T/m³)	PESO (T)
ESCALÓN:	1.20	0.30	0.10	2.40	0.086
ENLUCIDOS:	1.20	0.30	0.02	2.20	0.016
C.M.					0.102

✓ **CARGA VIVA: 500 Kg/m².**

Es necesario establecer una carga puntual en la escalera debido a que los escalones arquitectónicamente se encuentran fundidos sobre la viga de la escalera helicoidal.

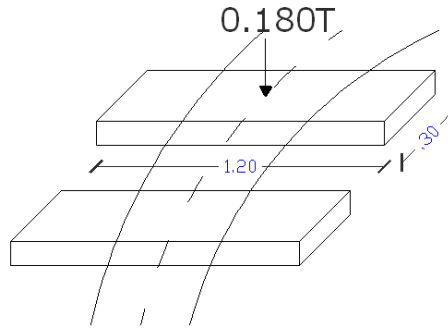


Figura 6.4: Carga en Escalera

$$C.V. = 500\text{Kg/m}^2 * 0.30\text{m} * 1.20\text{m}$$

$$C.V. = 180\text{Kg} = 0.180 \text{ T.}$$

CARGA VIVA.- Se tomó la carga de diseño de carga viva según el CEC2000.

CV: OFICINAS.- 250 Kg/m²

CV: ESCALERAS.- 500 Kg/m²

6.1.5.- Componentes Verticales del Sismo de Diseño.

Es importante considerar las cargas reversibles del volado, para las cuales calculamos las componentes verticales del sismo de diseño:

$$F_V = \frac{2}{3} * Z * I * C_m * W_p$$

Donde:

W_p = El peso que actúa en el voladizo.

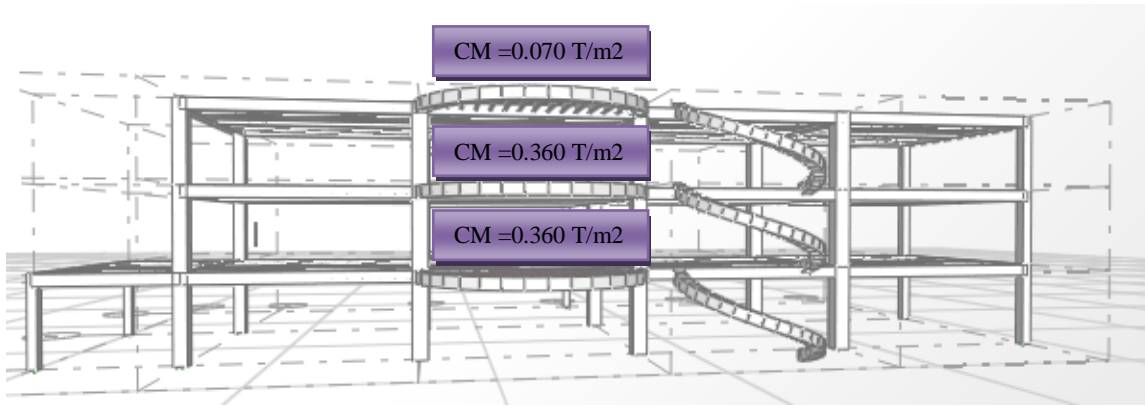


Figura 6.5: Carga Muerta en las Losas

$$F_V = \frac{2}{3} * Z * I * C_m * W_p$$

Z=	0.25
I=	1.00
Cm=	2.80

6.1.5.1.- Volados en la Losas N+3.08, N+5.96

$$F_V = \frac{2}{3} * 0.25 * 1.00 * 2.80 * 0.360$$

$$F_V = 0.168 T/m^2$$

6.1.5.2.- Volados en las Losas N+8.84

$$F_V = \frac{2}{3} * 0.25 * 1.00 * 2.80 * 0.070$$

$$F_V = 0.033 T/m^2$$

Estas cargas se aplicarán en el estado de carga Z+ y Z- por ser una carga reversible.

6.1.6.- Estados de Carga

Se debe considerar los siguientes estados de carga:

- Carga Muerta.
- Carga Viva.
- Sismo en XP.
- Sismo en XN.

- Sismo en YP.
- Sismo en YN.
- Z+.
- Z-.

6.1.7.- Factores Sísmicos.

6.1.7.1.- Factor de Zona (Z).- La edificación se encuentra en la zona sísmica II por lo que le corresponde el valor de $Z=0.25$.

6.1.7.2.- Coeficiente de Importancia (I).- La estructura se clasifica en la categoría de Otras Estructuras, todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores; $I=1$.

6.1.7.3.- Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm.- Según los estudios de suelos el Perfil Tipo corresponde al S3, los mismos que son suelos blandos y estratos profundos por lo que el valor de $S=1.5$ y el Coeficiente $C_m=2.8$.

6.1.7.4.- $C_t = 0,09$ para pórticos de acero.

6.1.7.5.- Período de vibración (T).- En base a los datos recopilados el período de vibración se calcula:

$$T = C_t * (H_n)^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.09 * (8.84)^{\frac{3}{4}}$$

$$\mathbf{T = 0.461 \text{ seg}}$$

6.1.7.6- Coeficiente C.- se debe calcular de la siguiente manera:

$$C = \frac{1.25xS^S}{T}$$

$$C = \frac{1.25x1.5^{1.5}}{0.461}$$

$$C = 4.981$$

C = No debe exceder del valor de Cm y no debe ser menor a 0,5 utilizarse para cualquier estructura, por lo que C=2.8.

6.1.7.7.- Factor de irregularidad en planta (ϕ_p).- La estructura encaja en el apartado de discontinuidades en el sistema de piso, la configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos, con áreas mayores al 50 % del área total del piso o con cambios en la rigidez efectiva del piso de más del 50 %, entre niveles consecutivos; por tal razón el $\phi_p = 0.90$.

6.1.7.8.- Factor de irregularidad en elevación.- Según las consideraciones del CEC2000 tenemos irregularidad geométrica por lo que la estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.

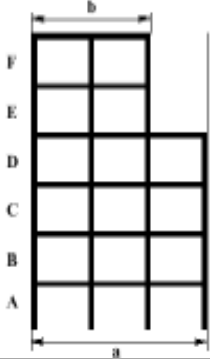
Irregularidad Geométrica $\Phi_E = 0.9$	
$a > 1.30 \times b$	

Figura 6.6: Irregularidad Geométrica

Irregularidad Geométrica.- $a > 1.30 \times b$

$a = 35.62 \text{ m.}$

$b = 31.12 \text{ m.}$

$$35.62 > 1.30 \times 31.12$$

$35.62 < 40.46$.- no cumple la condición de Irregularidad Geométrica en elevación

por lo que se considerará $\Phi_E = 1$.

6.1.7.9.- Factor de Reducción (R).- Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos conformados en frío. Estructuras de aluminio. El valor de $R=7$

6.1.7.10.- Resumen de los Factores Sísmicos.

$$V_S = \frac{Z \times I \times C}{R \times \Phi_P \times \Phi_E} \times W$$

Tabla 6.7: Resumen de Factores Sísmicos

FACTOR	VALOR
Z	(II) 0,25
I	1.00
S	S3 (1.5)
Hn	8.84
Ct	0.09
T	0.461
Cm	2.80
C	2.80
R	7.00
ϕ_P	0.90
ϕ_E	1.00

6.1.7.11.- Corte Basal.

$$V_S = \frac{ZxIx C}{R x \phi_P x \phi_E} x W$$

$$V_S = \frac{0.25x1x2.80}{7x0.90x1.00} x W$$

$$**V_S = 0.111xW**$$

6.1.8.- Espectro de Diseño.

Para nuestra estructura el espectro elástico e inelástico es el que se presenta a continuación:

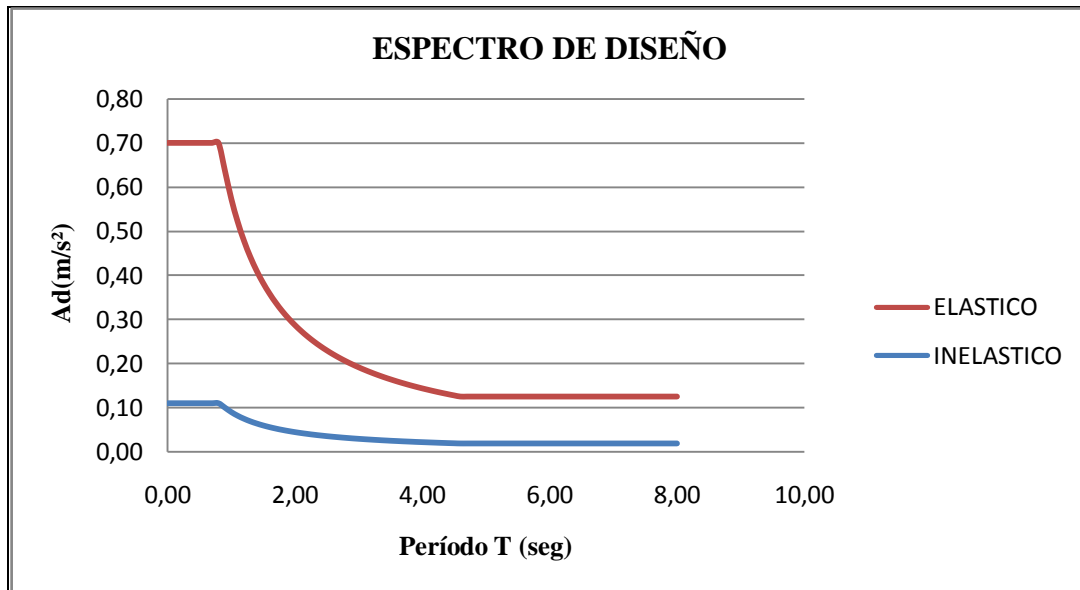


Figura 6.7: Espectro de Diseño.

Para la elaboración del presente espectro se tomaron en consideración los siguientes parámetros:

Z=	0.25
I=	1.00
Cm=	2.80
S=	1.50
R=	7.00
PH P=	0.90
PHI E=	1.00

Se proponen valores del período desde cero hasta 8 seg. En la columna del valor de C se debe tomar en consideración las condiciones que propone el CEC 2000; la relación C vs T debe ser lineal con un valor máximo de Cm en el eje “Y”; el siguiente tramo del espectro debe tomar en cuenta la relación $\frac{1.25 \cdot S^S}{T}$ y finalmente debe ser asintótico en un valor de 0.5.

Para lo cual en la columna del valor de C se propone la siguiente fórmula:

$$=SI(1.25 \cdot POTENCIA(\$B\$6, \$B\$6)/A13 >= \$B\$5, \$B\$5, SI(1.25 \cdot POTENCIA(\$B\$6, \$B\$6)/A13 < 0.5, 0.5, 1.25 \cdot POTENCIA(\$B\$6, \$B\$6)/A13)$$

B6 = S
 B5 = Cm
 A13 = 0.00

Si $\frac{1.25 * S^S}{T}$ es mayor o igual al Cm que coloque el valor de Cm; caso contrario Si $\frac{1.25 * S^S}{T}$ es menor a 0.5 que coloque el valor de 0.5 caso contrario que coloque el valor de $\frac{1.25 * S^S}{T}$.

Para la columna del espectro elástico se colocó la siguiente operación:

=B13*\$B\$3*\$B\$4.

B13 = C
 B3 = Z
 B4 = I

$$V = C * Z * I$$

Y para el espectro inelástico se consideró la siguiente fórmula: **=C13/(\$B\$7*\$B\$8*\$B\$9).**

C13 = valor del espectro elástico.

B7 = R.
 B8 = ϕ_P
 B9 = ϕ_E

$$V = \frac{C * Z * I}{R * \phi_P * \phi_E}$$

Tabla 6.8: Valores del Espectro de Diseño

T	C	ELÁSTICO	INELÁSTICO
0.00	2.80	0.70	0.11
0.10	2.80	0.70	0.11
0.20	2.80	0.70	0.11
0.30	2.80	0.70	0.11
0.40	2.80	0.70	0.11
0.50	2.80	0.70	0.11
0.60	2.80	0.70	0.11
0.70	2.80	0.70	0.11
0.80	2.80	0.70	0.11
0.90	2.55	0.64	0.10
1.00	2.30	0.57	0.09
1.10	2.09	0.52	0.08
1.20	1.91	0.48	0.08

1.30	1.77	0.44	0.07
1.40	1.64	0.41	0.07
1.50	1.53	0.38	0.06
1.60	1.44	0.36	0.06
1.70	1.35	0.34	0.05
1.80	1.28	0.32	0.05
1.90	1.21	0.30	0.05
2.00	1.15	0.29	0.05
2.10	1.09	0.27	0.04
2.20	1.04	0.26	0.04
2.30	1.00	0.25	0.04
2.40	0.96	0.24	0.04
2.50	0.92	0.23	0.04
2.60	0.88	0.22	0.04
2.70	0.85	0.21	0.03
2.80	0.82	0.21	0.03
2.90	0.79	0.20	0.03
3.00	0.77	0.19	0.03
3.10	0.74	0.19	0.03
3.20	0.72	0.18	0.03
3.30	0.70	0.17	0.03
3.40	0.68	0.17	0.03
3.50	0.66	0.16	0.03
3.60	0.64	0.16	0.03
3.70	0.62	0.16	0.02
3.80	0.60	0.15	0.02
3.90	0.59	0.15	0.02
4.00	0.57	0.14	0.02
4.10	0.56	0.14	0.02
4.20	0.55	0.14	0.02
4.30	0.53	0.13	0.02
4.40	0.52	0.13	0.02
4.50	0.51	0.13	0.02
4.60	0.50	0.13	0.02
4.70	0.50	0.13	0.02
4.80	0.50	0.13	0.02
4.90	0.50	0.13	0.02
5.00	0.50	0.13	0.02
5.10	0.50	0.13	0.02
5.20	0.50	0.13	0.02
5.30	0.50	0.13	0.02
5.40	0.50	0.13	0.02
5.50	0.50	0.13	0.02
5.60	0.50	0.13	0.02
5.70	0.50	0.13	0.02

5.80	0.50	0.13	0.02
5.90	0.50	0.13	0.02
6.00	0.50	0.13	0.02
6.10	0.50	0.13	0.02
6.20	0.50	0.13	0.02
6.30	0.50	0.13	0.02
6.40	0.50	0.13	0.02
6.50	0.50	0.13	0.02
6.60	0.50	0.13	0.02
6.70	0.50	0.13	0.02
6.80	0.50	0.13	0.02
6.90	0.50	0.13	0.02
7.00	0.50	0.13	0.02
7.10	0.50	0.13	0.02
7.20	0.50	0.13	0.02
7.30	0.50	0.13	0.02
7.40	0.50	0.13	0.02
7.50	0.50	0.13	0.02
7.60	0.50	0.13	0.02
7.70	0.50	0.13	0.02
7.80	0.50	0.13	0.02
7.90	0.50	0.13	0.02
8.00	0.50	0.13	0.02

La estructura debe diseñarse con el espectro inelástico.

6.1.9.- Definición de Masas.

Esta opción se define a través del CEC2000 en el apartado que habla acerca de la carga sísmica reactiva W , representa la carga reactiva por sismo, igual a la carga muerta total de la estructura. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso, por lo que la carga muerta de nuestra estructura se considerará solamente la carga muerta sin un incremento de la carga viva.- Define, Mass Source.

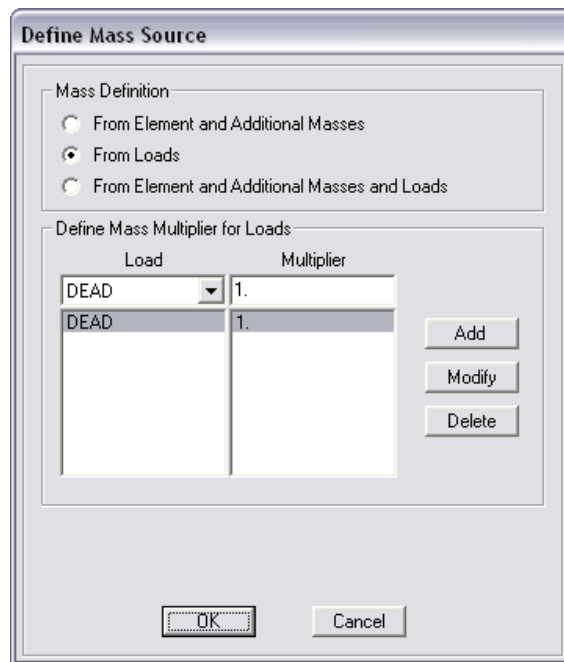


Figura 6.8: Definición de Masas

6.1.10.- Corrida del Programa.

Una vez desarrollado en modelo en el programa ETABS es importante revisar si los resultados que nos arroja el programa son coherentes y se apegan a la realidad de las condiciones de carga de la estructura, por lo que se considera necesario revisar los diagramas de momentos de carga muerta de una viga para poder seguir con el procedimiento de cálculo de la estructura.

6.1.10.1.- Primera Corrida.- El programa nos permite ir iterando hasta que las secciones que se han propuesto satisfagan los esfuerzos a los que se encuentran sometidos los elementos.

6.2.- Planos y Resumen de Materiales.

Los planos y resumen de materiales se encuentran en el Anexo N° 4.

6.3.- Presupuesto Referencial.

El presupuesto referencial se encuentra en el capítulo IX.

CAPÍTULO VII

DISEÑO DEL MODELO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO Y ACERO

7.1.- Diseño con Columnas Cuadradas.

7.1.1.- Diseño de la Cimentación.

Se desarrolló el mismo procedimiento de cálculo que se detalla en el apartado 5.1.1.

7.1.2.- Diseño de Elementos Estructurales.

7.1.2.1.- Losas.

Se utilizarán paneles de losa metálica de calibre 22 que tiene las siguientes características:



Figura 7.1: Geometría del Deck Metálico

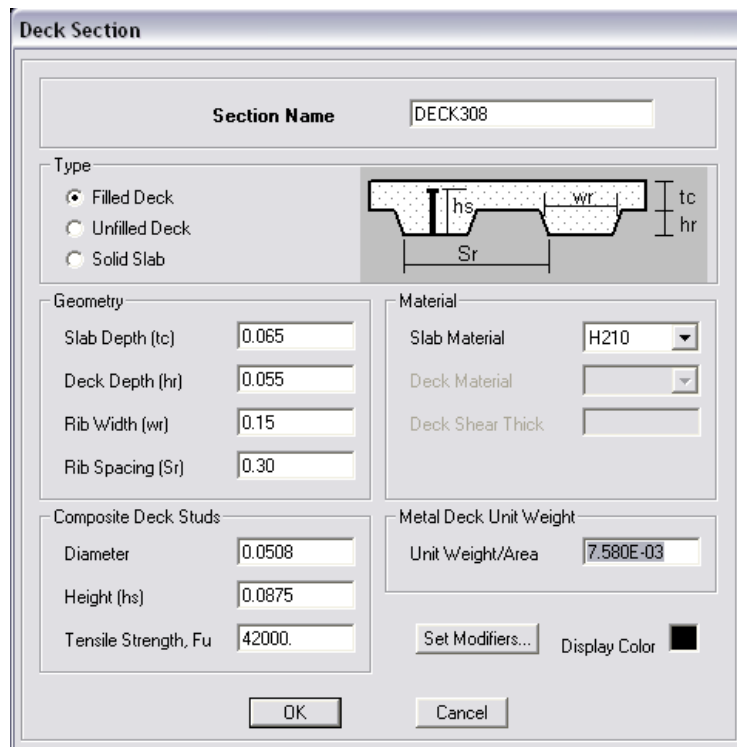


Figura 7.2: Propiedades del Deck Metálico

Es importante considerar las especificaciones técnicas del catálogo del proveedor del Deck Metálico en nuestro caso escogimos NOVALOSA.

7.1.2.2.- Vigas.

7.1.2.2.1.- Vigas Unidireccionales.

Utilizamos la tabla 2.11 para el caso de vigas no preesforzadas.

7.1.2.2.2.- Con un extremo continuo:

$$\frac{l}{18.5} = \frac{7.78}{18.5} = 0.420541m \cong 0.45cm$$

7.1.2.2.3.- Ambos extremos continuos:

$$\frac{l}{21} = \frac{7.78}{21} = 0.370476m \cong 0.40m$$

7.1.2.3.-Columnas.

Para el predimensionamiento de las columnas se define la carga muerta, considerando los siguientes elementos:

Tabla 7.1: Carga muerta para el predimensionamiento de columnas

DEFINICIÓN DE CARGA MUERTA:	
ELEMENTOS:	PESO (T/m ²)
DECK METÁLICO:	0.008
CIELO RASO:	0.050
PAREDES:	0.200
ACABADOS:	0.090
COLUMNAS:	0.100
VIGAS	0.100
C.M.	0.548

La carga viva es de **0.250 T/m²** para oficinas.

Por lo que la carga de servicio es igual a la suma de la carga muerta y la carga viva.

$$CS = CM + CV$$

$$CS = 0.548 + 0.250$$

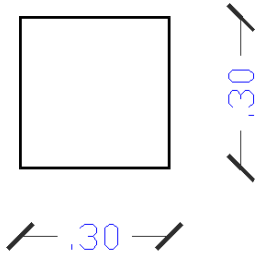
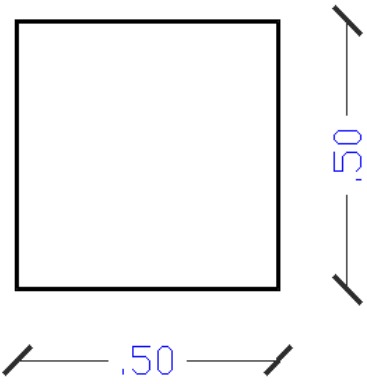
$$CS = 0.798 T/m^2$$

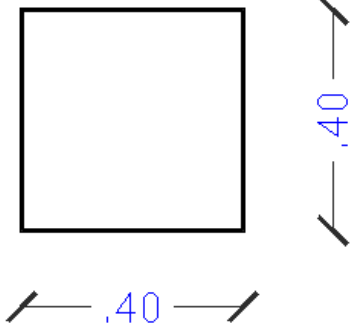
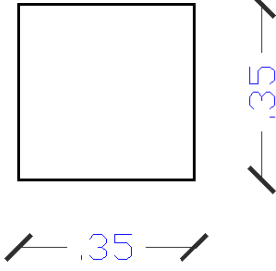
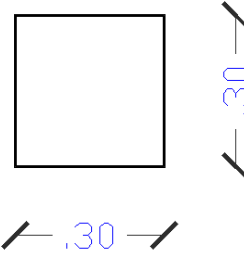
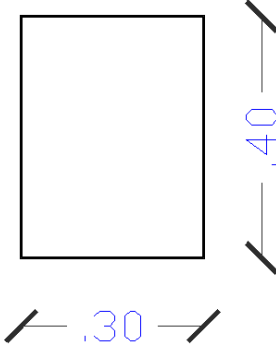
Es muy importante tomar en cuenta el número de pisos ya que existen columnas que solo llegan al nivel N+3.08 (CT5).

Tabla 7.2: Predimensionamiento de columnas

TIPO	COLUMNAS	ÁREAS	A.COOPER	P	Ag=20P	SEC.REC	SEC.RECAS
CT1	C3, D3, F2, F1	3.89*3.89	15.132	36.207	724.144	26.910	30X30
CT2	C2, D2, C1, D1	7.78*3.89+3.89*3.89	45.396	108.622	2172.431	46.609	50X50
CT3	E2, E1	7.78*3.89	30.264	72.414	1448.287	38.056	40X40
CT4	B2, B1	3.89*2.25+3.89*3.89	23.885	57.150	1142.993	33.808	35X35
CT5	A2, A1	2.25*3.89	8.753	6.981	139.616	11.816	30X30
							SEC.MIN

Tabla 7.3: Elementos de la estructura

ELEMENTO	BASE (m)	ALTURA (m)	GRÁFICO
CT1	0.30	0.30	
CT2	0.50	0.50	

<p style="text-align: center;">CT3</p>	<p style="text-align: center;">0.40</p>	<p style="text-align: center;">0.40</p>	
<p style="text-align: center;">CT4</p>	<p style="text-align: center;">0.35</p>	<p style="text-align: center;">0.35</p>	
<p style="text-align: center;">CT5</p>	<p style="text-align: center;">0.30</p>	<p style="text-align: center;">0.30</p>	
<p style="text-align: center;">VIGAS</p>	<p style="text-align: center;">0.30</p>	<p style="text-align: center;">0.40</p>	

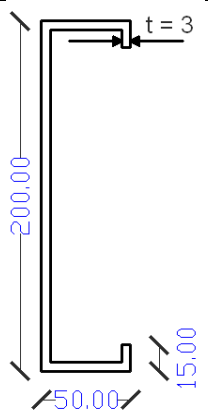
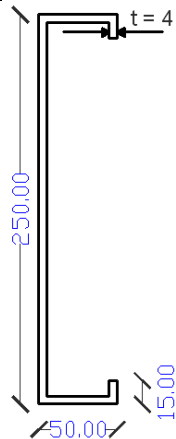
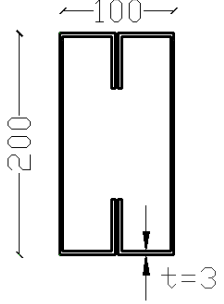
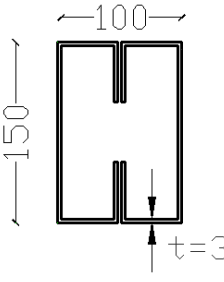
VIGAS SEC	0.25	0.40	<p>A cross-section diagram of a rectangular beam. The width is labeled as 0.25 and the height is labeled as 0.40. The dimensions are shown in blue text with dimension lines and arrows.</p>
VIGA ESCALERA	0.40	0.40	<p>A cross-section diagram of a square beam. The width is labeled as 0.40 and the height is labeled as 0.40. The dimensions are shown in blue text with dimension lines and arrows.</p>

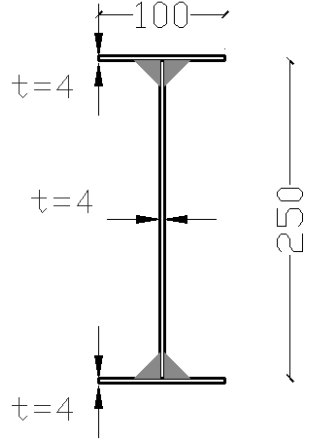
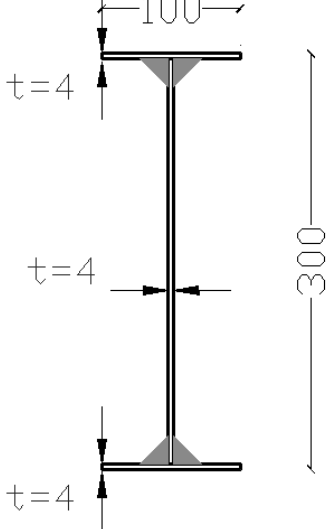
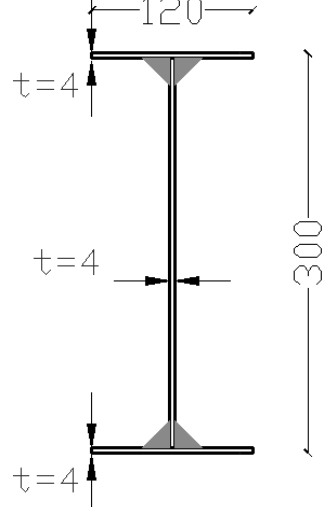
7.1.2.4.- Viguetas.

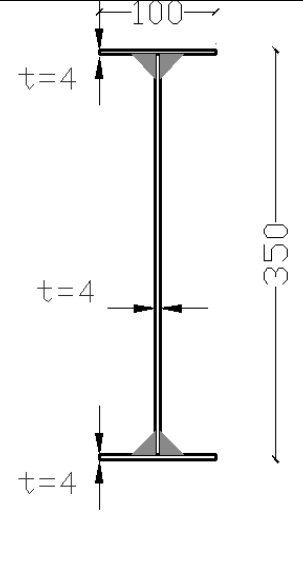
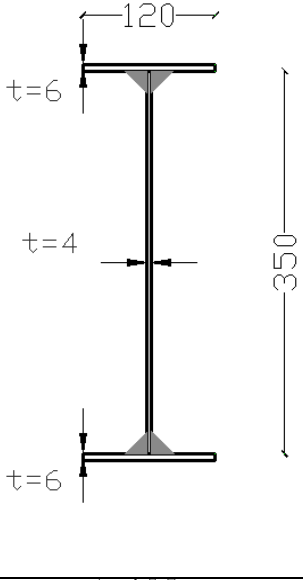
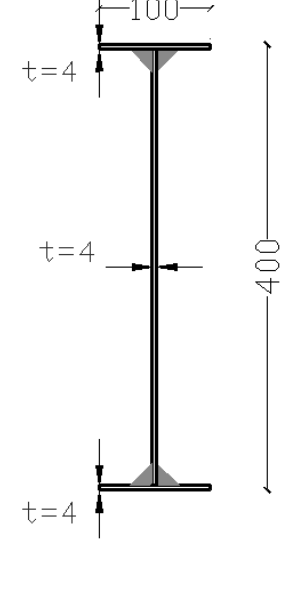
Para las correas se iterará con las siguientes secciones:

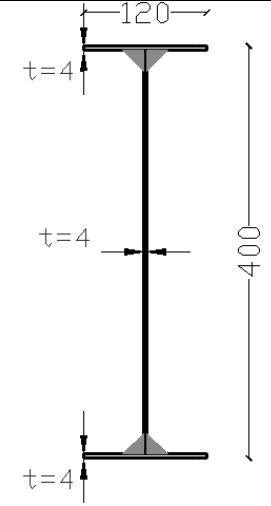
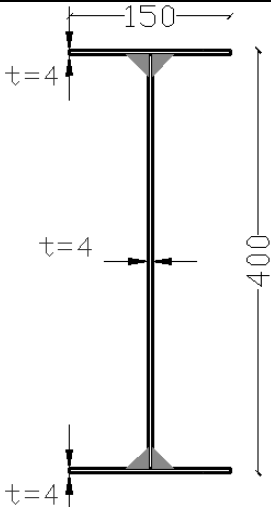
Tabla 7.4: Secciones de viguetas

CORREAS	1G 150X50X15X3	<p>A cross-section diagram of a channel section. The height is labeled as 150.00, the width is labeled as 50.00, and the thickness of the flange is labeled as 15.00. The thickness of the web is labeled as t = 4. The dimensions are shown in blue text with dimension lines and arrows.</p>
----------------	-----------------------	--

	<p>1G 200X50X15X3</p>	
	<p>1G 250X50X15X4</p>	
	<p>2G200X50X15X3</p>	
	<p>2G150X50X15X3</p>	

	I 250X100X4	
	I 300X100X4	
	I 300X120X4	

	<p>I 350X100X4</p>	
	<p>I 350X120X4</p>	
	<p>I 400X100X4</p>	

	I 400X120X4	
	I 400X150X4	

7.1.3.- Análisis de cargas en losas.

El análisis de cargas se lo debe hacer piso a piso, no se considerará el peso del Deck Metálico debido a que el programa ETABS ya toma en consideración ese peso:

Tabla 7.5: Análisis de cargas en las Losas N+ 3.08, N+5.96

LOSA N+3.08, N+5.96	
CARGA MUERTA:	
ELEMENTOS:	PESO (T/m ²)
PAREDES:	0.200
PISOS:	0.090
CIELO RASO:	0.050
AIRE ACONDICIONADO:	0.020
P.P.L.	0.360

CM = 0.360 T/m²

Tabla 7.6: Análisis de cargas en la Losa N+ 8.84

LOSA N+8.84	
CARGA MUERTA:	
ELEMENTOS:	PESO (T/m ²)
CIELO RASO:	0.050
AIRE ACONDICIONADO:	0.020
P.P.L.	0.070

CM = 0.070 T/m²

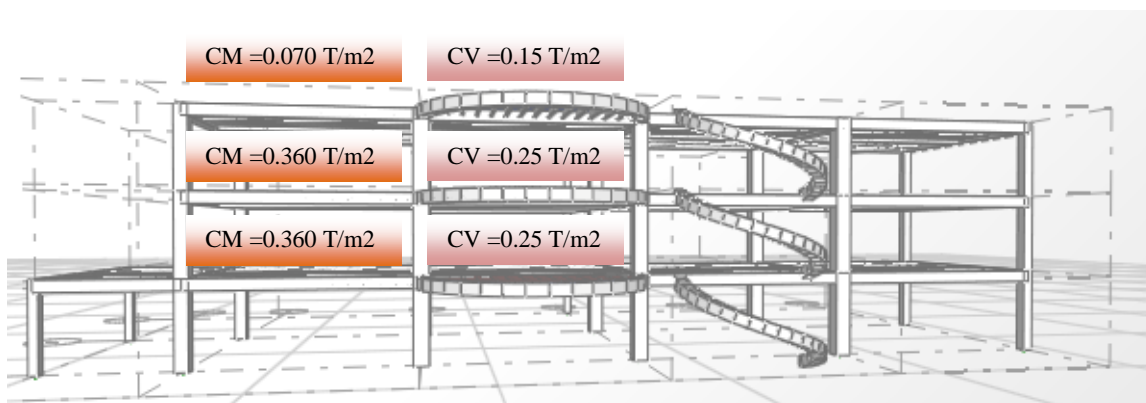


Figura 7.3: Análisis de Cargas en la Estructura

7.1.4.- Análisis de Cargas en la Escalera.

El análisis de cargas en la escalera se lo detalla en el Capítulo V en el literal 5.1.3.2.

7.1.5.- Componentes Verticales del Sismo de Diseño.

Es importante considerar las cargas reversibles del volado, para las cuales calculamos las componentes verticales del sismo de diseño:

$$F_V = \frac{2}{3} * Z * I * C_m * W_p$$

Donde:

W_p = El peso que actúa en el voladizo.

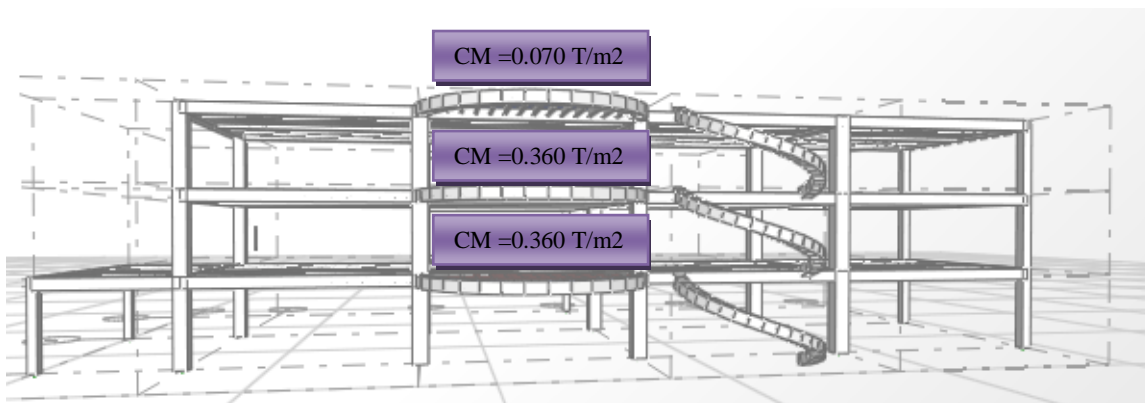


Figura 7.4: Carga Muerta en las Losas

$$F_V = \frac{2}{3} * Z * I * C_m * W_p$$

Z= 0.25

I= 1.00

Cm= 2.80

7.1.5.1.- Volados en las Losas N+3.08, N+5.96.

$$F_V = \frac{2}{3} * 0.25 * 1.00 * 2.80 * 0.360$$

$$F_V = 0.168 T/m^2$$

7.1.5.2.- Volados en las Losas N+8.84.

$$F_V = \frac{2}{3} * 0.25 * 1.00 * 2.80 * 0.070$$

$$F_V = 0.033 T/m^2$$

7.1.6.-Estados de carga.

Se debe considerar los siguientes estados de carga:

- Carga Muerta.
- Carga Viva.
- Sismo en XP.
- Sismo en XN.
- Sismo en YP.
- Sismo en YN.
- Z+.
- Z-.

7.1.7.- Factores Sísmicos.

El análisis de los factores sísmicos se detalla en el Capítulo V en el literal **5.1.6**, por tener las mismas características, se presenta el resumen de los factores sísmicos.

7.1.7.1.- Resumen de los Factores Sísmicos.

$$V_S = \frac{ZxIx C}{R x \phi_P x \phi_E} x W$$

FACTOR	VALOR
Z	(II) 0,25
I	1.00
S	S3 (1.5)
Hn	8.84
Ct	0.08
T	0.410
Cm	2.80
C	2.80
R	10.00
ϕ_P	0.90
ϕ_E	1.00

7.1.8.- Corte Basal.

$$V_S = \frac{ZxIx C}{R x \phi_P x \phi_E} x W$$

$$V_S = \frac{0.25x1x2.80}{10x0.90x1.00} x W$$

$$V_S = 0.0778xW$$

7.1.9.- Espectro de Diseño.

Por tener las mismas características de pórticos y lugar donde se va a construir la estructura se aplicará el mismo Espectro de Diseño del modelo de hormigón que se encuentra detallado en el Capítulo V en el apartado **5.1.7**.

Para nuestra estructura el espectro elástico e inelástico es el que se presenta a continuación:

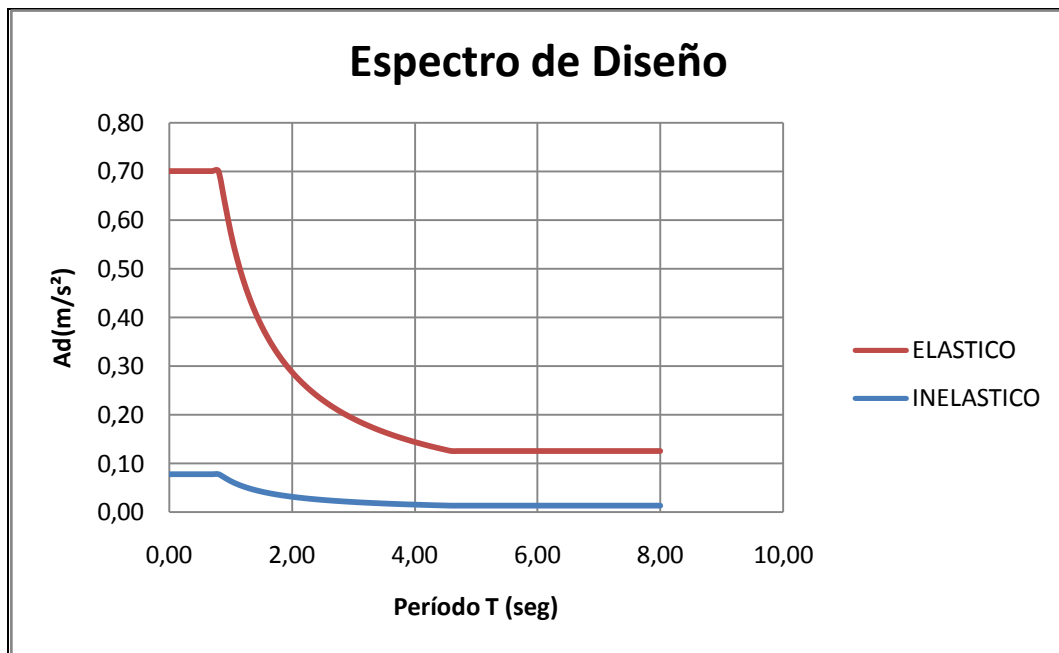


Figura 7.5: Espectro de Diseño

7.1.10.- Definición de Masas.

Se desarrollo el mismo procedimiento que se detalla en el Capítulo V, en el ítem **5.1.8**.

7.1.11.- Corrida del programa.

Una vez desarrollado en modelo en el programa ETABS es importante revisar si los resultados que nos arroja el programa son coherentes y se apegan a la realidad de las condiciones de carga de la estructura, por lo que se considera necesario revisar los diagramas de momentos de carga muerta de una viga para poder seguir con el procedimiento de cálculo de la estructura.

7.1.12.- Verificación de los resultados obtenidos.

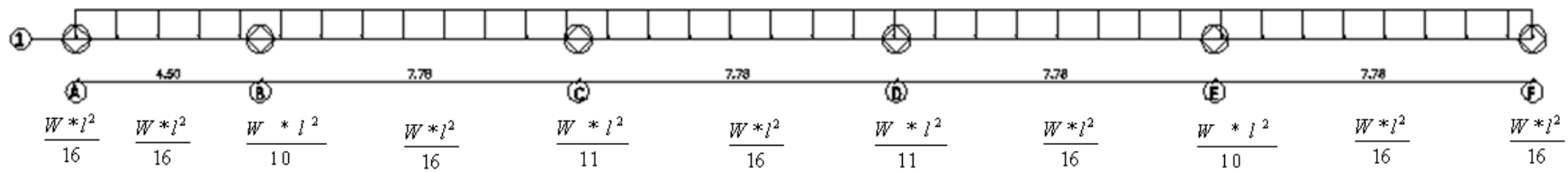


Figura 7.6: Diagrama de Momentos de la Viga Eje 1

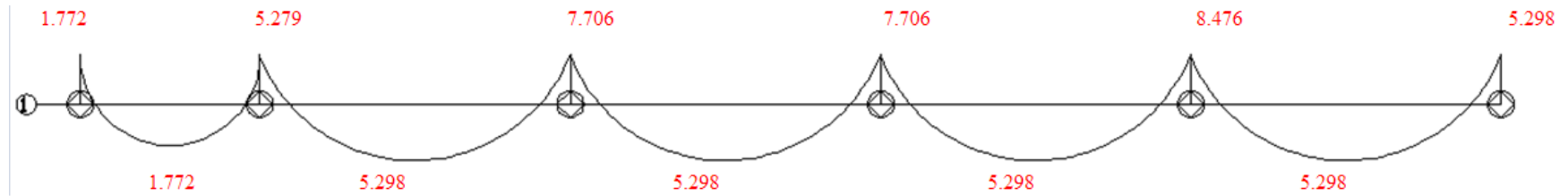


Figura 7.7: Diagrama de Momentos Calculados de la Viga Eje 1

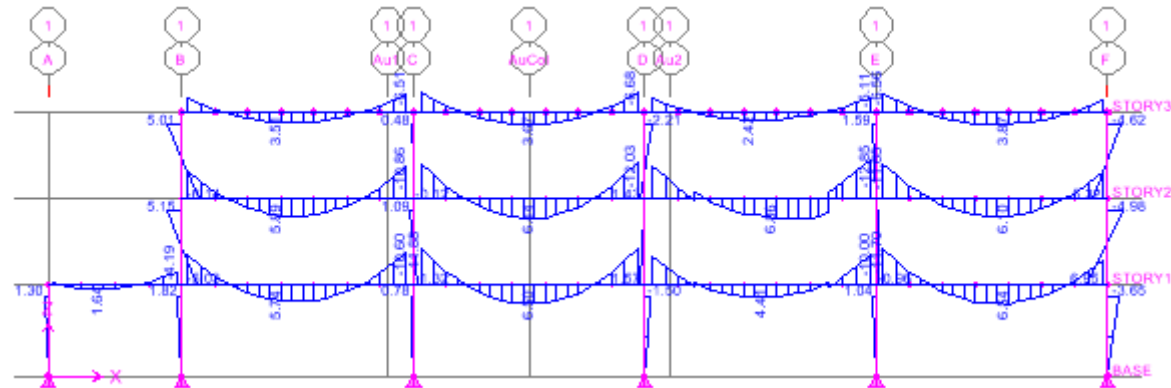


Figura 7.8: Resultados de Etabs

7.1.13.- Primera Corrida.- Valores del predimensionamiento.- se observó el siguiente comportamiento; en el primer y segundo modo de vibración podemos observar que nos son totalmente traslacionales por lo que es necesario calcular el centro de rigidez de la estructura.

Tabla 7.7: Secciones del predimensionamiento de columnas

TIPO	COLUMNAS	SEC.RECAS
CT1	C3, D3, F2, F1	30X30
CT2	C2, D2, C1, D1	50X50
CT3	E2, E1	40X40
CT4	B2, B1	35X35
CT5	A2, A1, Cvol	30X30

Por lo que es necesario mover el centro de rigidez al centro de masas.

7.1.13.1.- Cálculo del Centro de masas.- se presenta el resultado del cálculo del centro de masas desarrollado en el Capítulo V, en el apartado **5.1.11.1.2.**

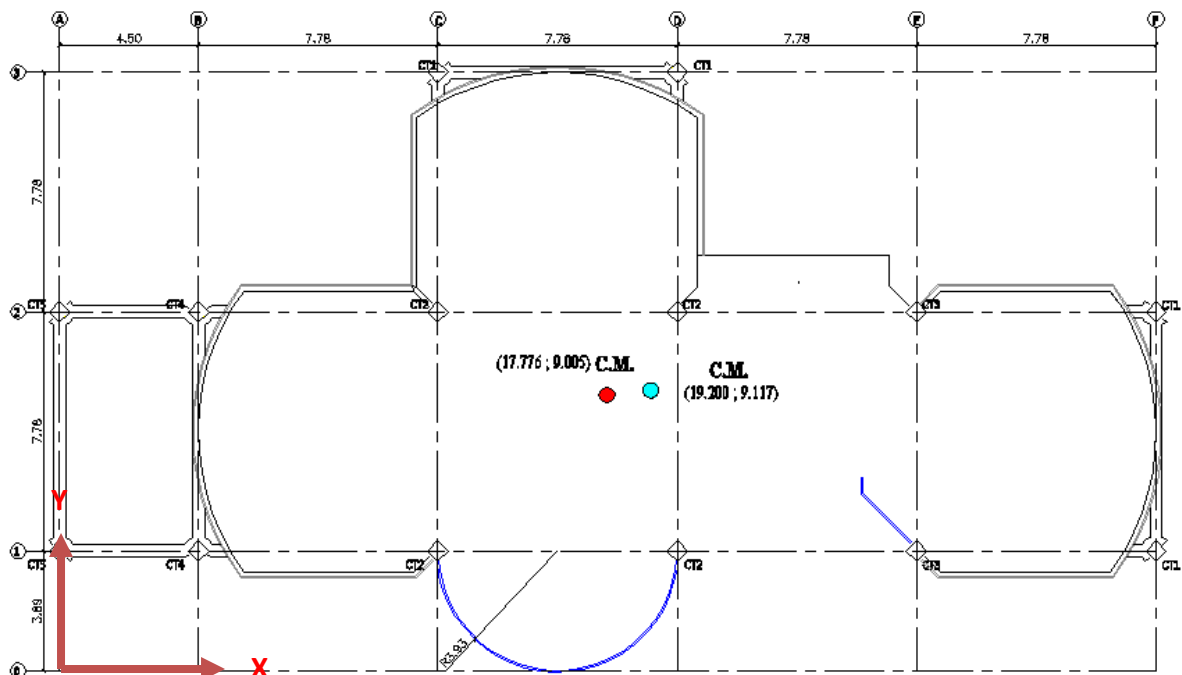


Figura 7.9: Centros de masas de las losas N+3.08, N+5.96, N+8.84

7.1.13.2.- Centro de Rigidez.

El cálculo de centro de rigidez se muestra a detalle en el Capítulo V en el ítem **5.1.11.1.3.**

7.1.13.2.1.- Secciones del predimensionamiento.

Tabla 7.8: Rigidez de las Columnas de la Losa N+3.08 en Sentido “X”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	30	30	30	30	50	50	50	50	40	40	35	35	30	30	30
h (cm):	30	30	30	30	50	50	50	50	40	40	35	35	30	30	30
I (cm⁴):	67500.00	67500.00	67500.00	67500.00	520833.33	520833.33	520833.33	520833.33	213333.33	213333.3333	125052.08	125052.08	67500.00	67500.00	67500.00
t (kg/cm):	6485.08	6485.08	6485.08	6485.08	50039.21	50039.21	50039.21	50039.21	20496.06	20496.06	12014.41	12014.41	6485.08	6485.08	6485.08

Tabla 7.9: Rigidez de las Columnas de la Losa N+3.08 en Sentido “Y”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	30	30	30	30	50	50	50	50	40	40	35	35	30	30	30
h (cm):	30	30	30	30	50	50	50	50	40	40	35	35	30	30	30
I (cm⁴):	67500.00	67500.00	67500.00	67500.00	520833.33	520833.33	520833.33	520833.33	213333.33	213333.3333	125052.08	125052.08	67500.00	67500.00	67500.00
t (kg/cm):	6485.08	6485.08	6485.08	6485.08	50039.21	50039.21	50039.21	50039.21	20496.06	20496.06	12014.41	12014.41	6485.08	6485.08	6485.08

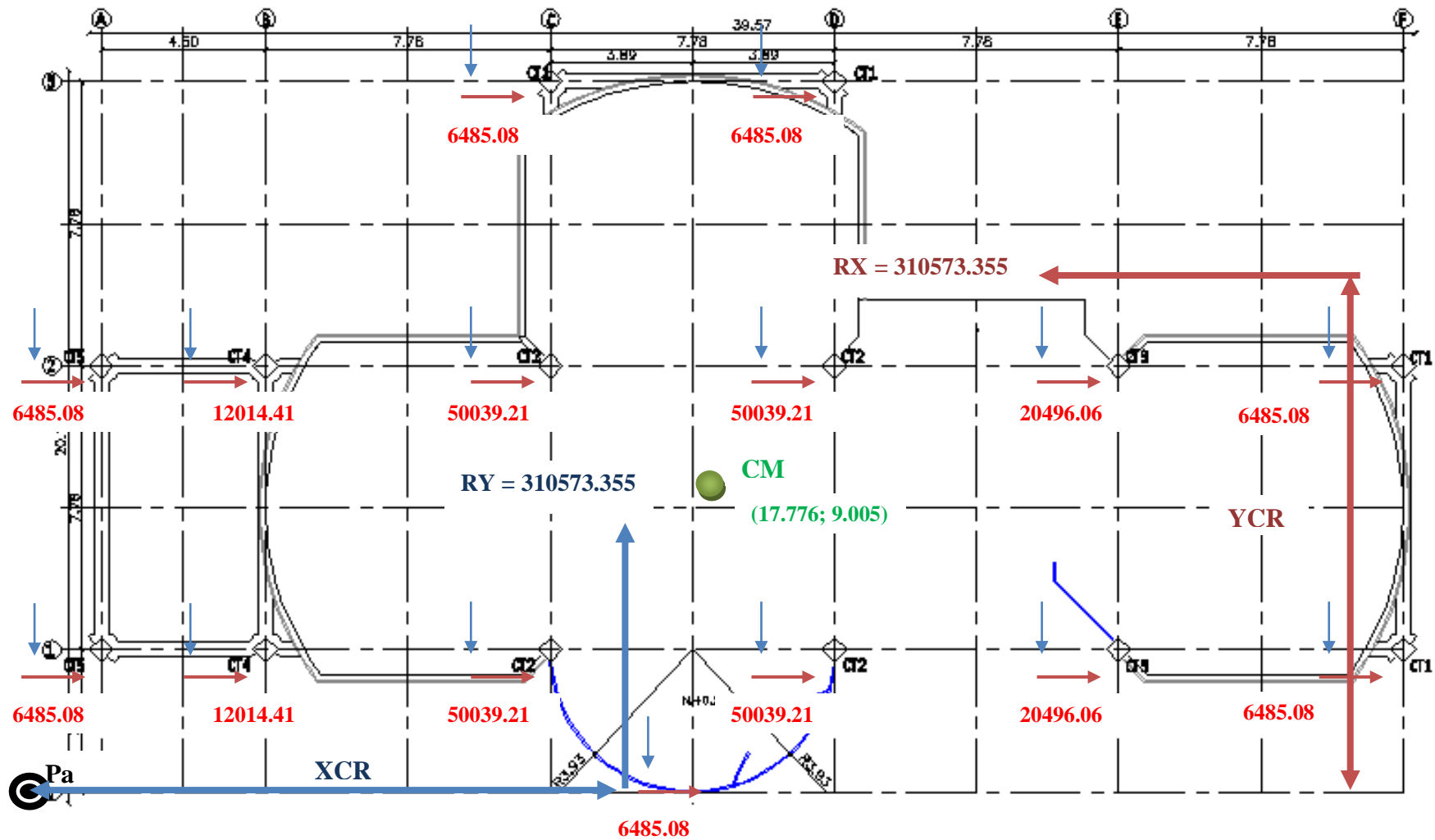


Figura 7. 10: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08

7.1.13.2.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”:

$$\sum MPa = 0$$

$$310573.355 * YCR - (2 * 6485.08 + 12014.41 + 2 * 50039.21 + 20496.06) * 389 - (2 * 6485.08 + 12014.41 + 2 * 50039.21 + 20496.06) * 1167 - (2 * 6485.08) * 1945 = 0$$

$$YCR = 810.491 \text{ cm} = 8.105 \text{ m.}$$

7.1.13.3.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”:

$$\sum MPa = 0$$

$$310573.355 * XCR - (12014.41 * 2) * 450 - (2 * 50039.21 + 6485.08) * 1228 + (2 * 50039.21 + 6485.08) * 2006 - (2 * 20496.06) * 2784 - (2 * 6485.08) * 3562 - 6485.08 * 1617 = 0$$

$$XCR = 1694.439 \text{ cm} = 16.944 \text{ m.}$$

7.1.13.2.4.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.005 - 8.105| = 0.900 \text{ m}$$

7.1.13.2.5.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |17.776 - 16.944| = 0.832 \text{ m}$$

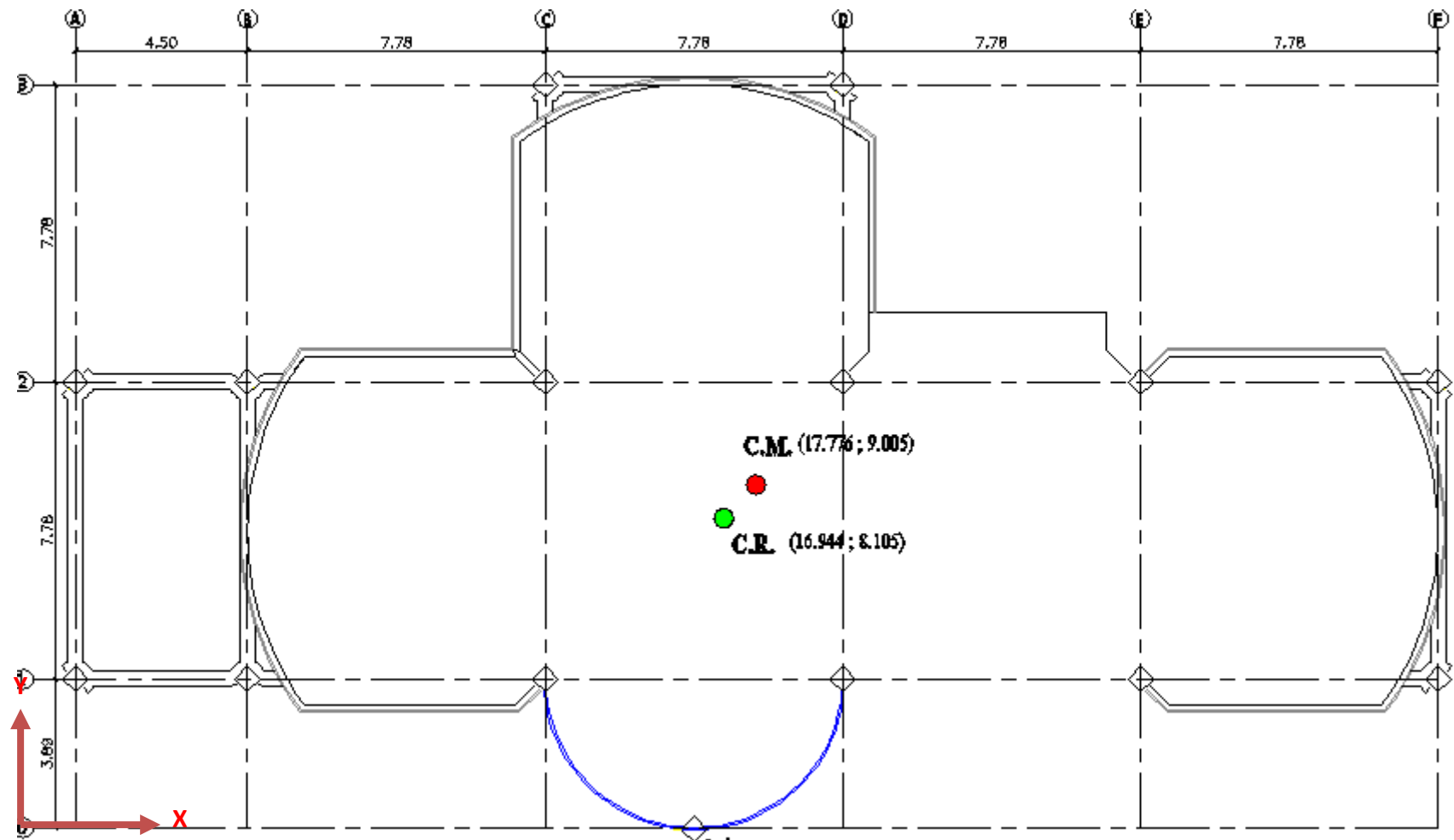


Figura 7.11: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08

7.1.13.2.6.- Losa N+5.96, N+8.84.

Tabla 7.10: Rigidez de Columnas en Sentido “X”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
b (cm):	30	30	30	30	50	50	50	50	40	40	35	35	30
h (cm):	30	30	30	30	50	50	50	50	40	40	35	35	30
I (cm⁴):	67500.00	67500.00	67500.00	67500.00	520833.33	520833.33	520833.33	520833.33	213333.33	213333.3333	125052.08	125052.08	67500.00
t (kg/cm):	7932.14	7932.14	7932.14	7932.14	61204.75	61204.75	61204.75	61204.75	25069.47	25069.47	14695.26	14695.26	7932.14

Tabla 7.11: Rigidez de Columnas en Sentido “Y”Z

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
b (cm):	30	30	30	30	50	50	50	50	40	40	35	35	30
h (cm):	30	30	30	30	50	50	50	50	40	40	35	35	30
I (cm⁴):	67500.00	67500.00	67500.00	67500.00	520833.33	520833.33	520833.33	520833.33	213333.33	213333.3333	125052.08	125052.08	67500.00
t (kg/cm):	7932.14	7932.14	7932.14	7932.14	61204.75	61204.75	61204.75	61204.75	25069.47	25069.47	14695.26	14695.26	7932.14

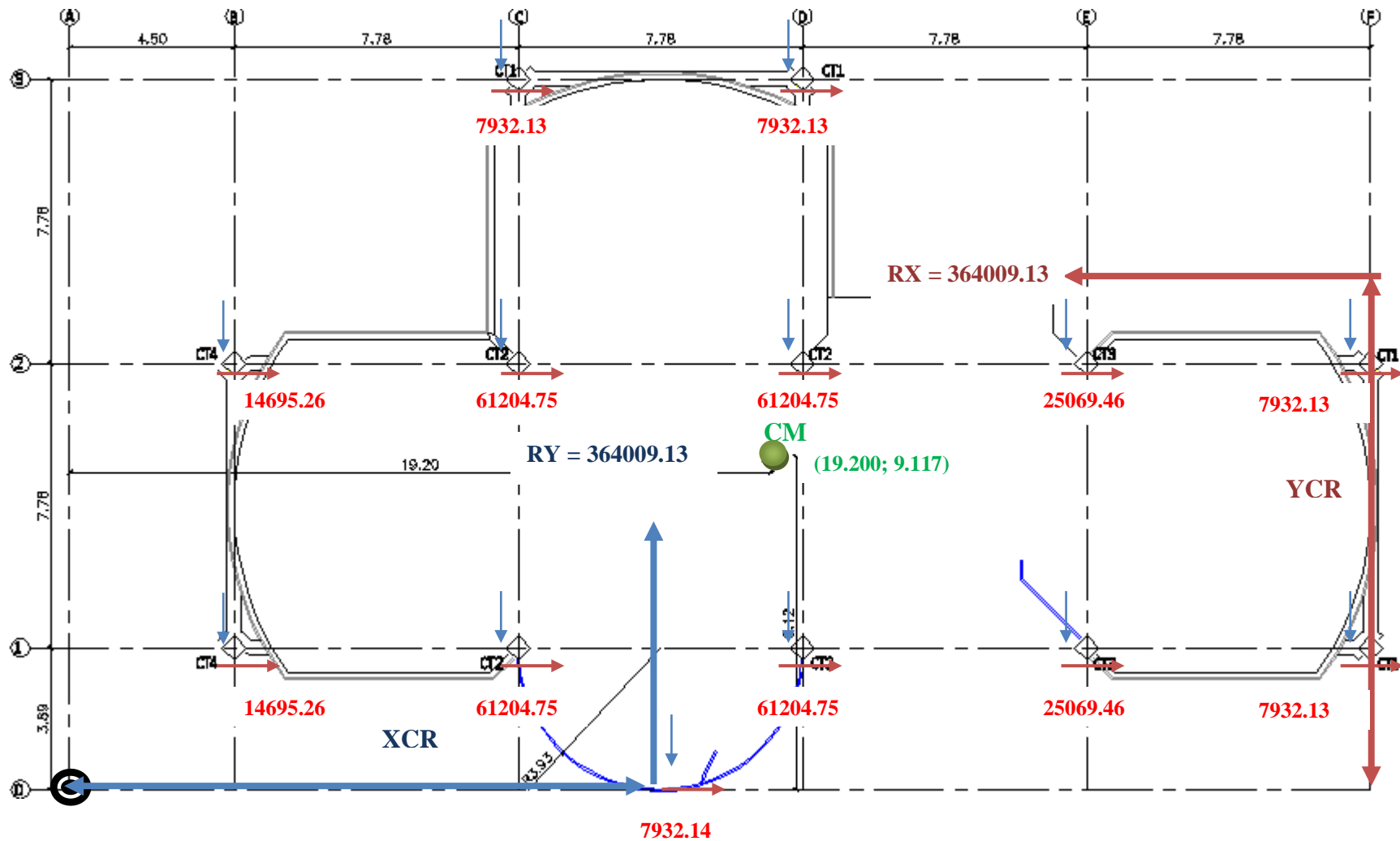


Figura 7.12: Esquema de Rigideces de Columnas en las Losas N+5.96, N+8.84

7.1.13.2.7.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$364009.13 * YCR - (14695.26 + 2 * 61204.75 + 25069.46 + 7932.13) * 389 - (14695.26 + 2 * 61204.75 + 25069.46 + 7932.13) * 1167 - (2 * 7932.14) * 1945 = 0$$

$$YCR = 811.907 \text{ cm} = 8.119 \text{ m.}$$

7.1.13.2.8.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$364009.13 * XCR - (14695.26 * 2) * 450 - (2 * 61204.75 + 7932.13) * 1228 + (2 * 61204.75 + 7932.13) * 2006 - (2 * 25069.46) * 2784 - (2 * 7932.14) * 3562 - 7932.14 * 1617 = 0$$

$$XCR = 1768.286 \text{ cm} = 17.683 \text{ m.}$$

7.1.13.2.9.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.117 - 8.119| = 0.998 \text{ m}$$

7.1.13.2.10.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |19.20 - 17.683| = 1.517 \text{ m}$$

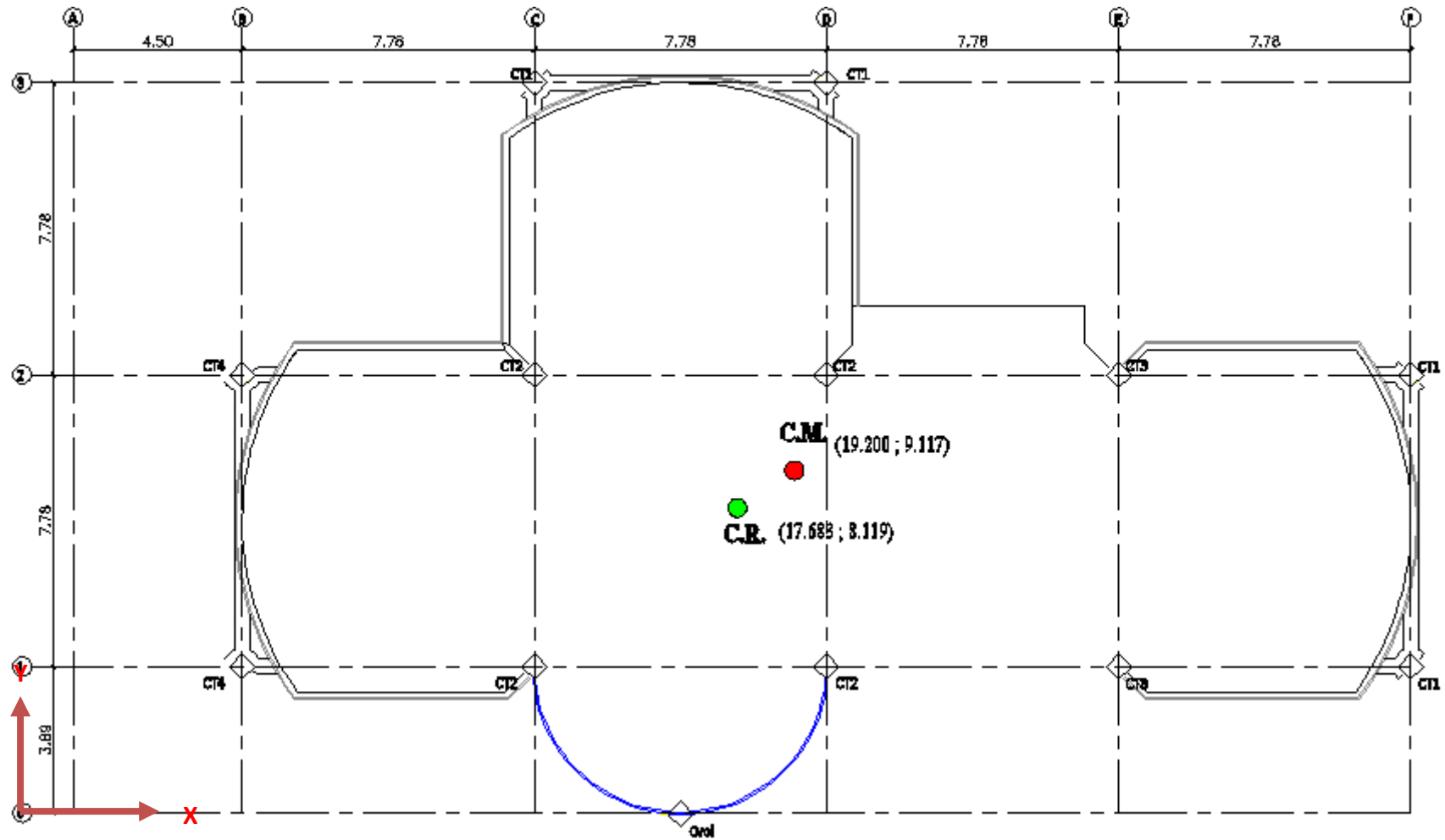


Figura 7.13: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84

7.1.13.2.11.- Traslado del CR al CM.

Tabla 7.12: Rigideces de las Columnas de la Losa N+3.08 en Sentido “X”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	40	40	40	40	60	60	60	60	50	50	40	40	40	40	30
h (cm):	50	50	50	50	60	60	60	60	60	60	40	40	40	40	30
I (cm⁴):	416666.67	416666.67	416666.67	416666.67	1080000.00	1080000.00	1080000.00	1080000.00	900000.00	900000	213333.33	213333.33	213333.33	213333.33	67500.00
t (kg/cm):	40031.37	40031.37	40031.37	40031.37	103761.30	103761.30	103761.30	103761.30	86467.75	86467.75	20496.06	20496.06	20496.06	20496.06	6485.08

Tabla 7.13: Rigideces de las Columnas de la Losa N+3.08 en Sentido “Y”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	50	50	50	50	60	60	60	60	60	60	40	40	40	40	30
h (cm):	40	40	40	40	60	60	60	60	50	50	40	40	40	40	30
I (cm⁴):	266666.67	266666.67	266666.67	266666.67	1080000.00	1080000.00	1080000.00	1080000.00	625000.00	625000	213333.33	213333.33	213333.33	213333.33	67500.00
t (kg/cm):	25620.08	25620.08	25620.08	25620.08	103761.30	103761.30	103761.30	103761.30	60047.05	60047.05	20496.06	20496.06	20496.06	20496.06	6485.08

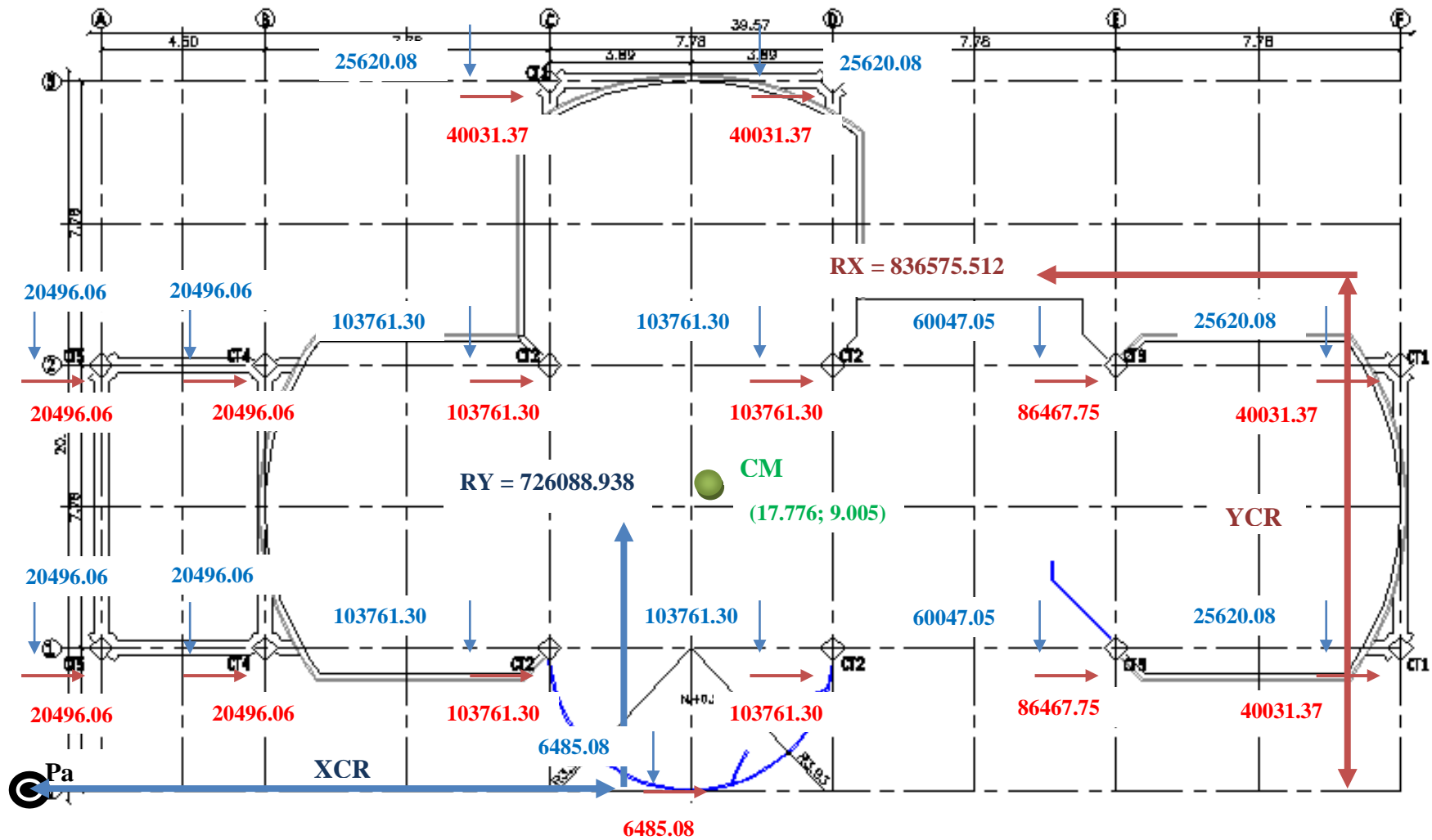


Figura 7.14: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08

7.1.13.2.12.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$836575.512 * YCR - (2 * 20496.06 + 2 * 103761.30 + 86467.75 + 40031.37) * 389 - (2 * 20496.06 + 2 * 103761.30 + 86467.75 + 40031.37) * 1167 - (2 * 40031.37) * 1945 = 0$$

$$YCR = 883.654 \text{ cm} = 8.837 \text{ m.}$$

7.1.13.2.13.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$726088.938 * XCR - (20496.06 * 2) * 450 - (25620.08 + 2 * 103761.30) * 1228 + (25620.08 + 2 * 103761.30) * 2006 - (2 * 60047.05) * 2784 - (2 * 25620.08) * 3562 - 6485.08 * 1617 = 0$$

$$XCR = 1790.105 \text{ cm} = 17.901 \text{ m.}$$

7.1.13.2.14.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.005 - 8.837| = 0.168 \text{ m}$$

7.1.13.2.15.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |17.776 - 17.901| = 0.125 \text{ m}$$

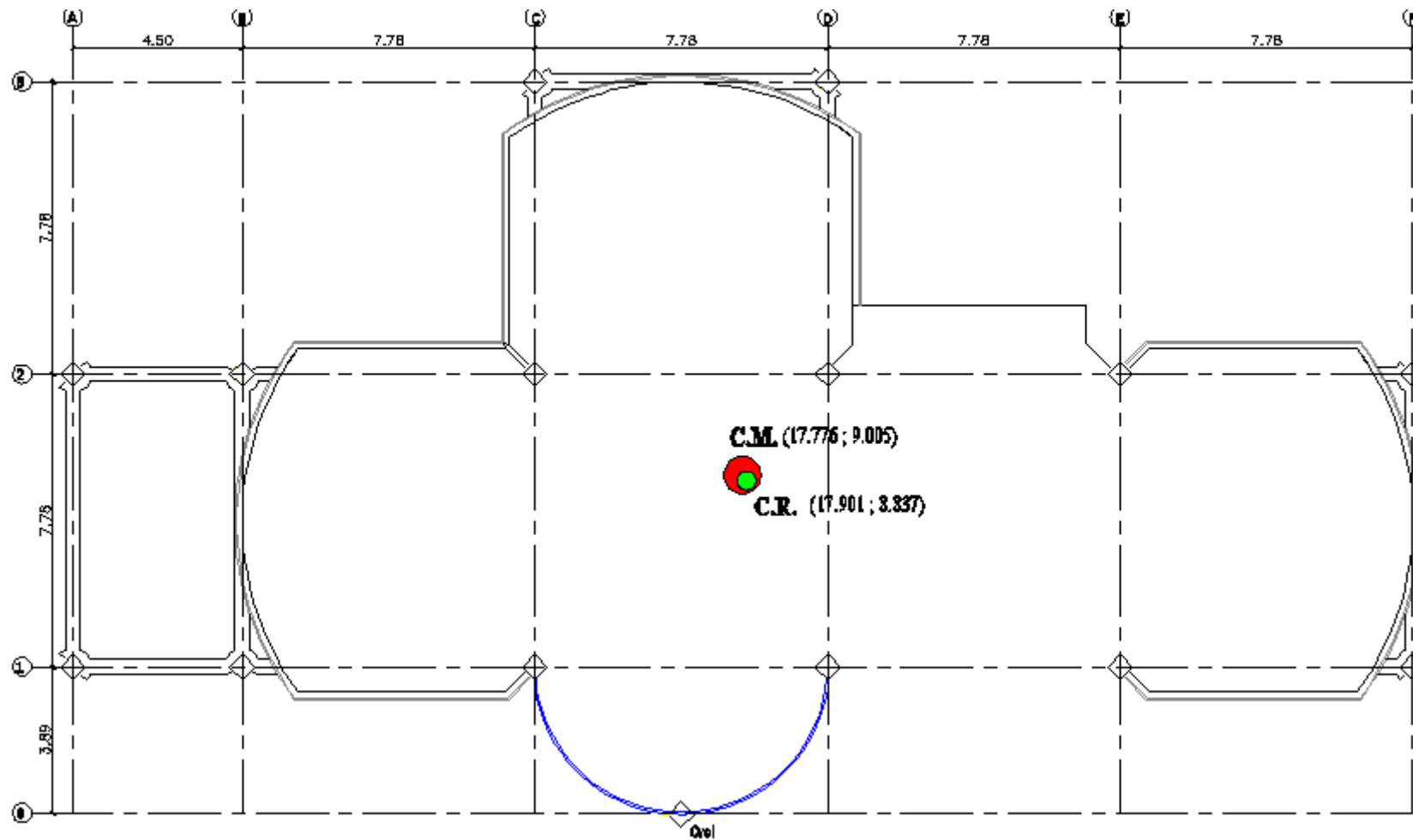


Figura 7.15: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08

7.1.13.2.16.- Losa N+5.96, N+8.84.

Tabla 7.14: Rigidez en Columnas en Sentido “X”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
b (cm):	40	40	40	40	60	60	60	60	50	50	40	40	30
h (cm):	50	50	50	50	60	60	60	60	60	60	40	40	30
I (cm⁴):	416666.67	416666.67	416666.67	416666.67	1080000.00	1080000.00	1080000.00	1080000.00	900000.00	900000	213333.33	213333.33	67500.00
t (kg/cm):	48963.80	48963.80	48963.80	48963.80	126914.17	126914.17	126914.17	126914.17	105761.81	105761.81	25069.47	25069.47	7932.14

Tabla 7.15: Rigidez en Columnas en Sentido “Y”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
b (cm):	50	50	50	50	60	60	60	60	60	60	40	40	30
h (cm):	40	40	40	40	60	60	60	60	50	50	40	40	30
I (cm⁴):	266666.67	266666.67	266666.67	266666.67	1080000.00	1080000.00	1080000.00	1080000.00	625000.00	625000	213333.33	213333.33	67500.00
t (kg/cm):	31336.83	31336.83	31336.83	31336.83	126914.17	126914.17	126914.17	126914.17	73445.70	73445.70	25069.47	25069.47	7932.14

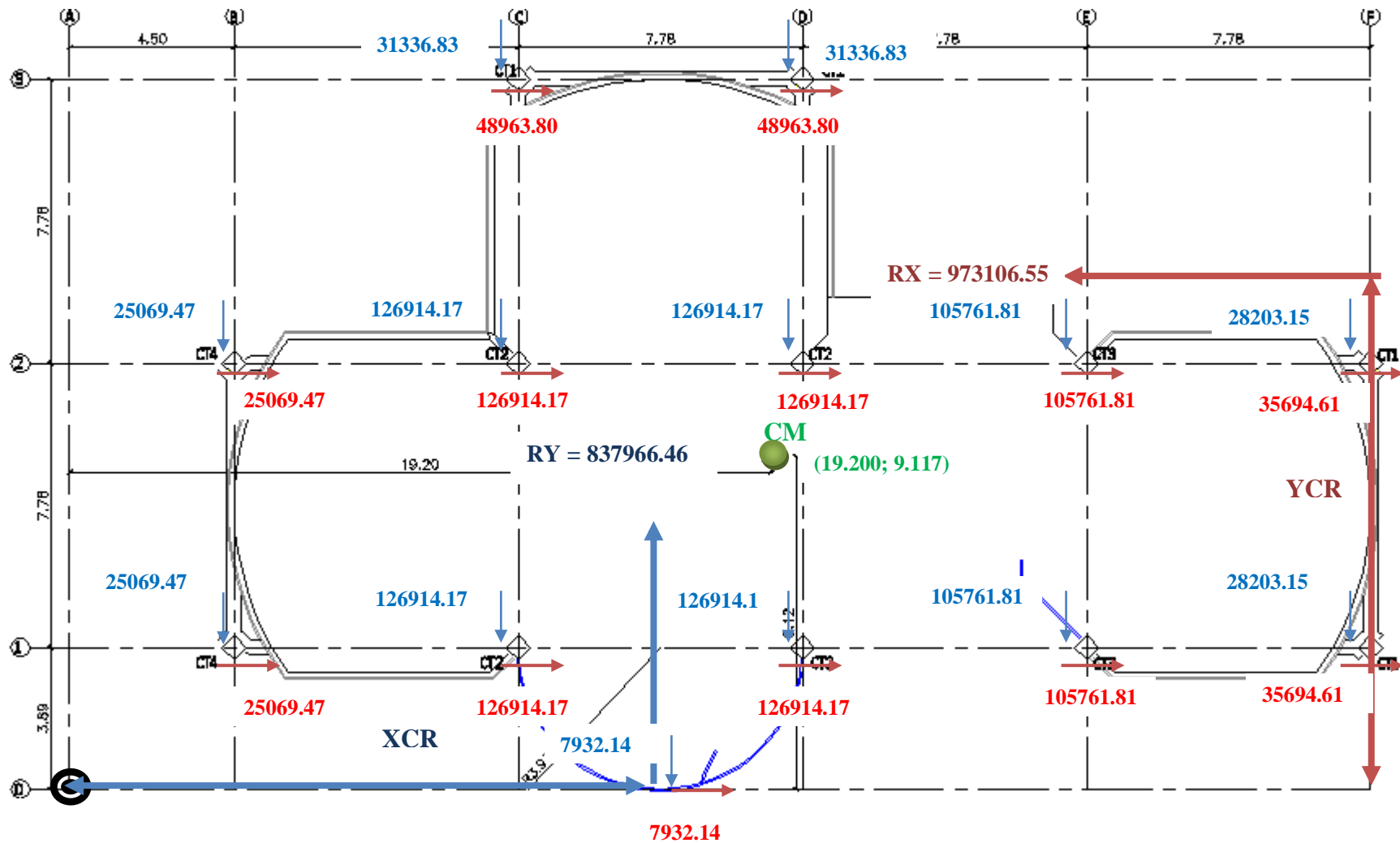


Figura 7.16: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+5.96, N+8.84

7.1.13.2.17.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$973106.55 * YCR - (25069.47 + 2 * 126914.17 + 105761.81 + 35694.61) * 389 - (25069.47 + 2 * 126914.17 + 105761.81 + 35694.61) * 1167 - (2 * 48963.80) * 1945 = 0$$

$$YCR = 889.098 \text{ cm} = 8.891\text{m.}$$

7.1.13.2.18.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$837966.46 * XCR - (25069.47 * 2) * 450 - (2 * 126914.17 + 31336.83) * 1228 + (2 * 126914.17 + 31336.83) * 2006 - (2 * 105761.81) * 2784 - (2 * 28203.15) * 3562 - 7932.14 * 1617 = 0$$

$$XCR = 1897.215 \text{ cm} = 18.972 \text{ m.}$$

7.1.13.2.19.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.117 - 8.891| = 0.226 \text{ m}$$

7.1.13.2.10.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |19.20 - 18.972| = 0.228 \text{ m}$$

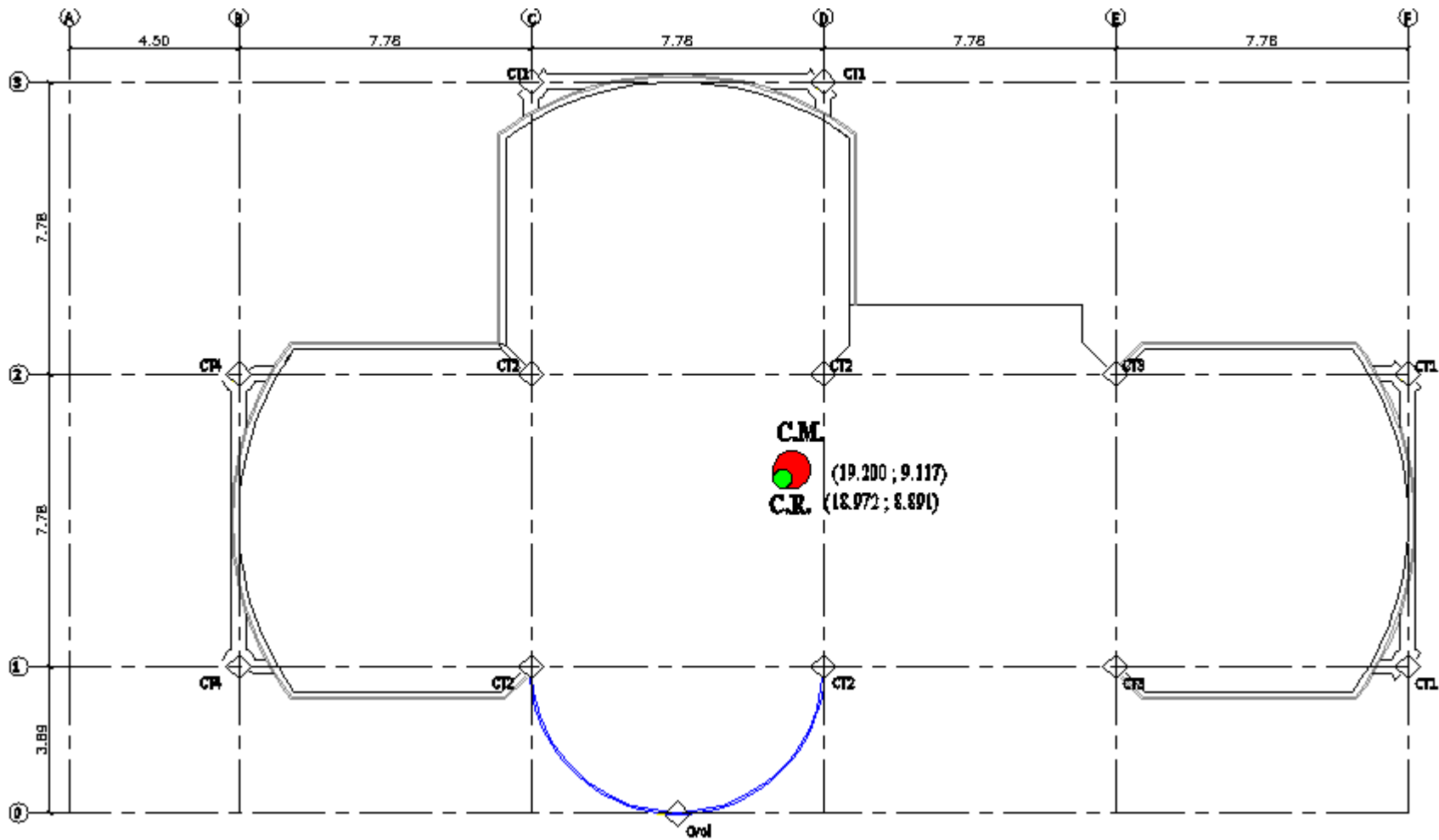


Figura 7.17: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+5.96, N+8.84

7.1.14.- Segunda Corrida.- realizamos una nueva corrida con las nuevas secciones que nos dio el cálculo del centro de rigidez:

Tabla 7.16: Nuevas secciones del cálculo del centro de rigidez

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	40	40	40	40	60	60	60	60	50	50	40	40	40	40	30
h (cm):	50	50	50	50	60	60	60	60	60	60	40	40	40	40	30

Con estas secciones logramos controlar un poco la torsión en planta pero es necesario seguir mejorando las secciones de los elementos estructurales debido a que debemos llegar a obtener el primer y segundo modo de vibración traslacionales y el tercer modo de vibración rotacional; para lo cual desarrollaremos una nueva corrida cambiando las secciones de las columnas.

7.1.15.- Tercera Corrida.- para rigidizar los pórticos aumentaremos las secciones de las columnas y las vigas:

Tabla 7.17: Nuevas secciones de la rigidización de pórticos

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	60	60	60	60	70	70	70	70	70	70	60	60	40	40	40
h (cm):	60	60	60	60	70	70	70	70	70	70	60	60	40	40	40
Vigas	A	B	C	D	E	F	1	2	3	VS	Vvol	Vesc			
b (cm):	40	40	40	40	40	40	40	40	40	30	40	40			
h (cm):	50	60	50	50	50	60	60	60	60	50	40	40			

Con estas secciones logramos obtener que nuestro modelo estructural posea el primer y segundo modo de vibración traslacional y el tercer rotacional.

7.2.- Diseño con Columnas Circulares.

7.2.1.- Diseño de la Cimentación.

Se desarrolló el mismo procedimiento de cálculo que se detalla en el apartado 5.1.1.

7.2.2.- Diseño de Elementos Estructurales.

Se desarrolla el mismo proceso de cálculo que se detalla en el literal **7.1.2.** para los elementos estructurales:

- Losas.
- Vigas.
- Correas.

7.2.2.1.- Columnas.

Para el predimensionamiento de las columnas se define la carga muerta, considerando los siguientes elementos:

Tabla 7.18.- Carga muerta considerada para el predimensionamiento de columnas

DEFINICIÓN DE CARGA MUERTA:	
ELEMENTOS:	PESO (T/m ²)
LOSETA:	0.008
CIELO RASO:	0.050
PAREDES:	0.200
ACABADOS:	0.090
COLUMNAS:	0.100
VIGAS	0.100
C.M.	0.548

La carga viva es de **0.250 T/m²** para oficinas.

Por lo que la carga de servicio es igual a la suma de la carga muerta y la carga viva.

$$CS = CM + CV$$

$$CS = 0.548 + 0.250$$

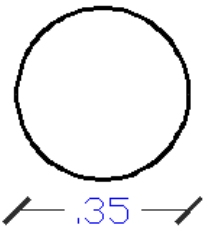
$$CS = 0.798 T/m^2$$

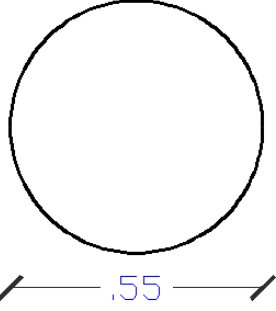
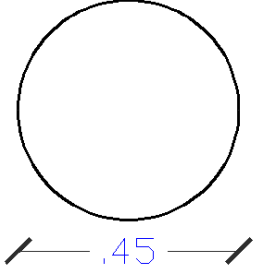
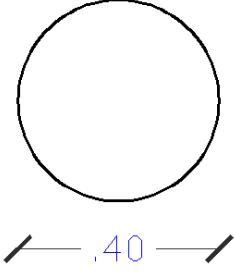
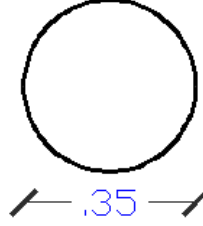
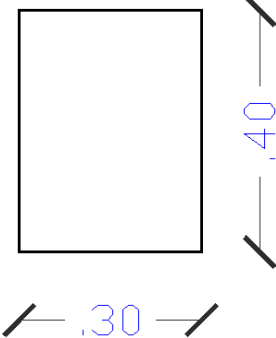
Es muy importante tomar en cuenta el número de pisos ya que existen columnas que solo llegan al nivel N+3.08 (CT5).

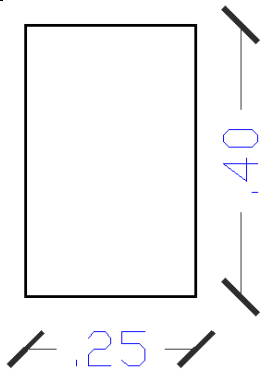
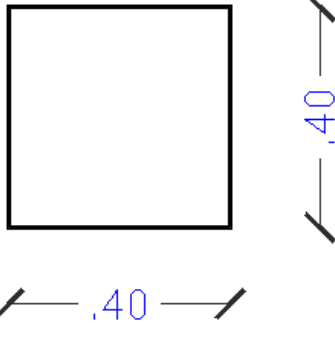
Tabla 7.19: Cálculo de secciones de las columnas circulares

TIPO	COLUMNAS	AREAS	A.COOPER	P	Ag=20P	SEC.CIR	DIÁMETRO
CT1	C3, D3, F2, F1	3.89*3.89	15.132	36.207	724.144	30.365	35
CT2	C2, D2, C1, D1	7.78*3.89+3.89*3.89	45.396	108.622	2172.431	52.593	55
CT3	E2, E1	7.78*3.89	30.264	72.414	1448.287	42.942	45
CT4	B2, B1	3.89*2.25+3.89*3.89	23.885	57.150	1142.993	38.148	40
CT5	A2, A1	2.25*3.89	8.753	6.981	139.616	13.333	35
							SEC.MIN

Tabla 7.20: Elementos de la estructura

ELEMENTO	BASE (m)	ALTURA (m)	GRÁFICO
CT1	0.35		

<p>CT2</p>	<p>0.55</p>		
<p>CT3</p>	<p>0.45</p>		
<p>CT4</p>	<p>0.40</p>		
<p>CT5</p>	<p>0.35</p>		
<p>VIGAS</p>	<p>0.30</p>	<p>0.40</p>	

VIGAS SEC	0.25	0.40	
VIGA ESCALERA	0.40	0.40	

7.2.3.- Análisis de cargas en losas.

El análisis de cargas se lo debe hacer piso a piso y el cálculo se encuentra detallado en el ítem 7.1.3.

La carga viva es de 150 Kg/m², por ser losa inaccesible.

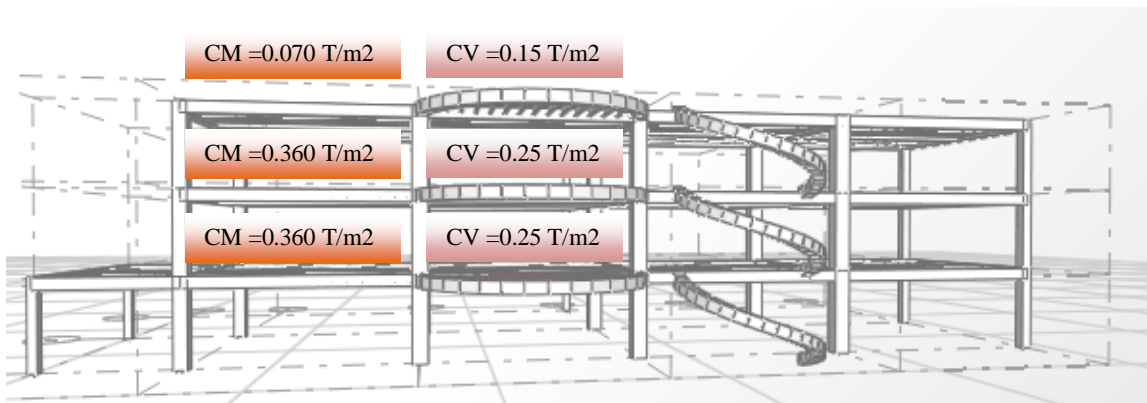


Figura 7.18: Análisis de cargas en las losas

7.2.4.- Análisis de Cargas en la Escalera.

El análisis de cargas en la escalera se lo detalla en el Capítulo V en el literal 5.1.3.2.

7.2.5.- Componentes Verticales del Sismo de Diseño.

El proceso de cálculo se desarrolla en el ítem 7.1.5.

7.2.6.- Estados de carga.

Se debe considerar los estados de carga que se detallan en el numeral 7.1.6.

- Carga Muerta.
- Carga Viva.
- Sismo en XP.
- Sismo en XN.
- Sismo en YP.
- Sismo en YN.
- Z+.
- Z-.

7.2.7.- Factores sísmicos.

El desarrollo de las consideraciones de los factores sísmicos se encuentra en el literal

7.1.7.

7.2.8.- Resumen de los Factores Sísmicos.

$$V_S = \frac{ZxIx C}{R x \emptyset_P x \emptyset_E} x W$$

FACTOR	VALOR
Z	(II) 0,25
I	1.00
S	S3 (1.5)
Hn	8.84
Ct	0.08
T	0.410
Cm	2.80
C	2.80
R	10.00
\emptyset_P	0.90
\emptyset_E	1.00

7.2.9.- Corte Basal.

$$V_S = \frac{ZxIx C}{R x \phi_P x \phi_E} x W$$
$$V_S = \frac{0.25x1x2.80}{10x0.90x1.00} x W$$
$$V_S = 0.0778xW$$

7.2.10.- Espectro de diseño.

La elaboración del espectro de diseño se encuentra en el ítem **7.1.9.**

7.2.11.- Definición de Masas.

Las consideraciones para definir la masa se explica en el literal **7.1.10.**

7.2.12.- Corrida del Programa.

A continuación presentaremos las diferentes corridas del modelo estructural y el comportamiento con las diferentes secciones de los elementos estructurales hasta obtener el modelo óptimo de diseño.

7.2.12.1.- Primera Corrida.- Valores del predimensionamiento.- se observó el siguiente comportamiento:

Tabla 7.21: Secciones del predimensionamiento

TIPO	COLUMNAS	DIÁMETRO
CT1	C3, D3, F2, F1	35
CT2	C2, D2, C1, D1	55
CT3	E2, E1	45
CT4	B2, B1	40
CT5	A2, A1, Cvol	35

7.2.12.1.1.- Torsión en Planta.- en el primer y segundo modo de vibración podemos observar que nos son totalmente traslacionales por lo que es necesario calcular el centro de rigidez de la estructura.

7.2.12.1.2.- Cálculo del Centro de masas.- el procedimiento de cálculo del centro de masas de la estructura se detalla en el Capítulo V, en el apartado **5.1.11.1.2.**

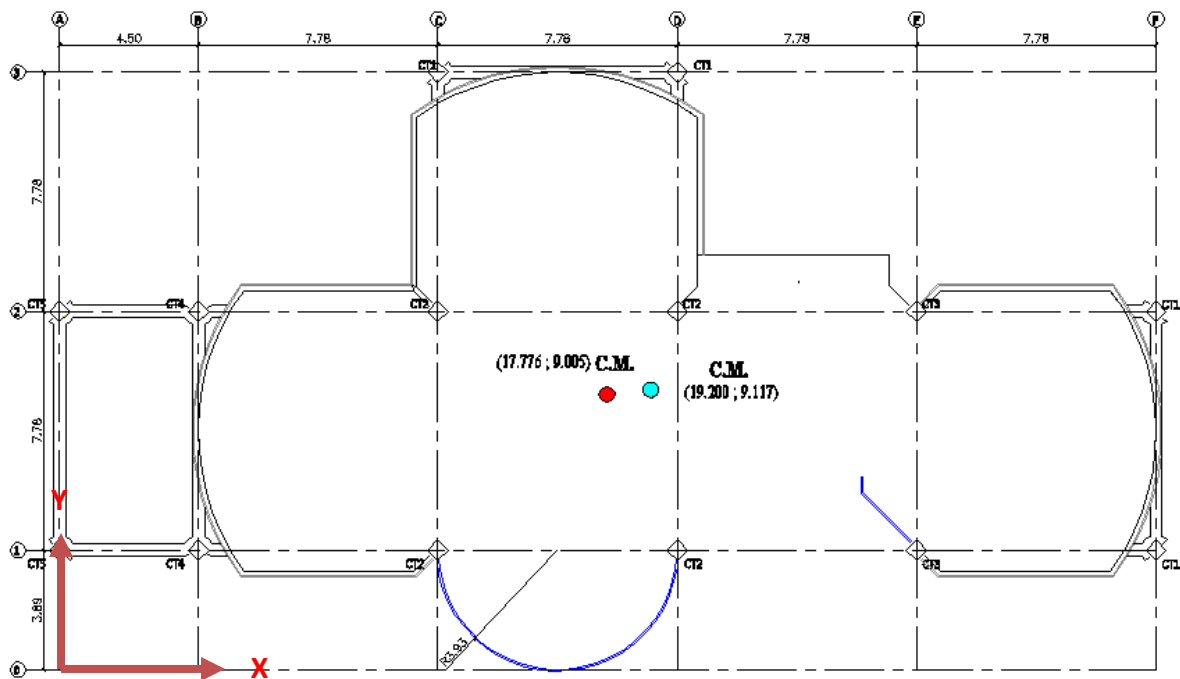


Figura 7.19: Centros de masas de las losas N+3.08, N+5.96, N+8.84

7.2.12.1.3.- Centro de rigidez.

El centro de rigidez es el lugar geométrico donde al aplicar las fuerzas sísmicas el edificio se desplaza y no rota.

7.2.12.1.3.1.- Secciones del predimensionamiento.

Tabla 7.22: Rigideces de las Columnas de la Losa N+3.08 en el Sentido “X” y “Y”.

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
D (cm):	35	35	35	35	55	55	55	55	45	45	40	40	35	35	35
I (cm⁴):	73661.76	73661.76	73661.76	73661.76	449180.25	449180.25	449180.25	449180.25	201288.96	201288.96	125663.71	125663.71	73661.76	73661.76	73661.76
t (kg/cm):	7077.07	7077.07	7077.07	7077.07	43155.12	43155.12	43155.12	43155.12	19338.89	19338.89	12073.18	12073.18	7077.07	7077.07	7077.07

7.2.12.1.3.2.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$284984.134 * YCR - (2 * 7077.07 + 12073.18 + 2 * 43155.12 + 19338.89) * 389 - (2 * 7077.07 + 12073.18 + 2 * 43155.12 + 19338.89) * 1167 - (2 * 7077.07) * 1945 = 0$$

$$YCR = 816.640 \text{ cm} = 8.166 \text{ m.}$$

7.2.12.1.3.3.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$284984.134 * XCR - (12073.18 * 2) * 450 - (2 * 43155.12 + 7077.07) * 1228 + (2 * 43155.12 + 7077.07) * 2006 - (2 * 19338.89) * 2784 - (2 * 7077.07) * 3562 - 7077.07 * 1617 = 0$$

$$XCR = 1692.796 \text{ cm} = 16.928 \text{ m.}$$

7.2.12.1.3.4.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.005 - 8.166| = 0.839 \text{ m}$$

7.2.12.1.3.5.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |17.776 - 16.928| = 0.848 \text{ m}$$

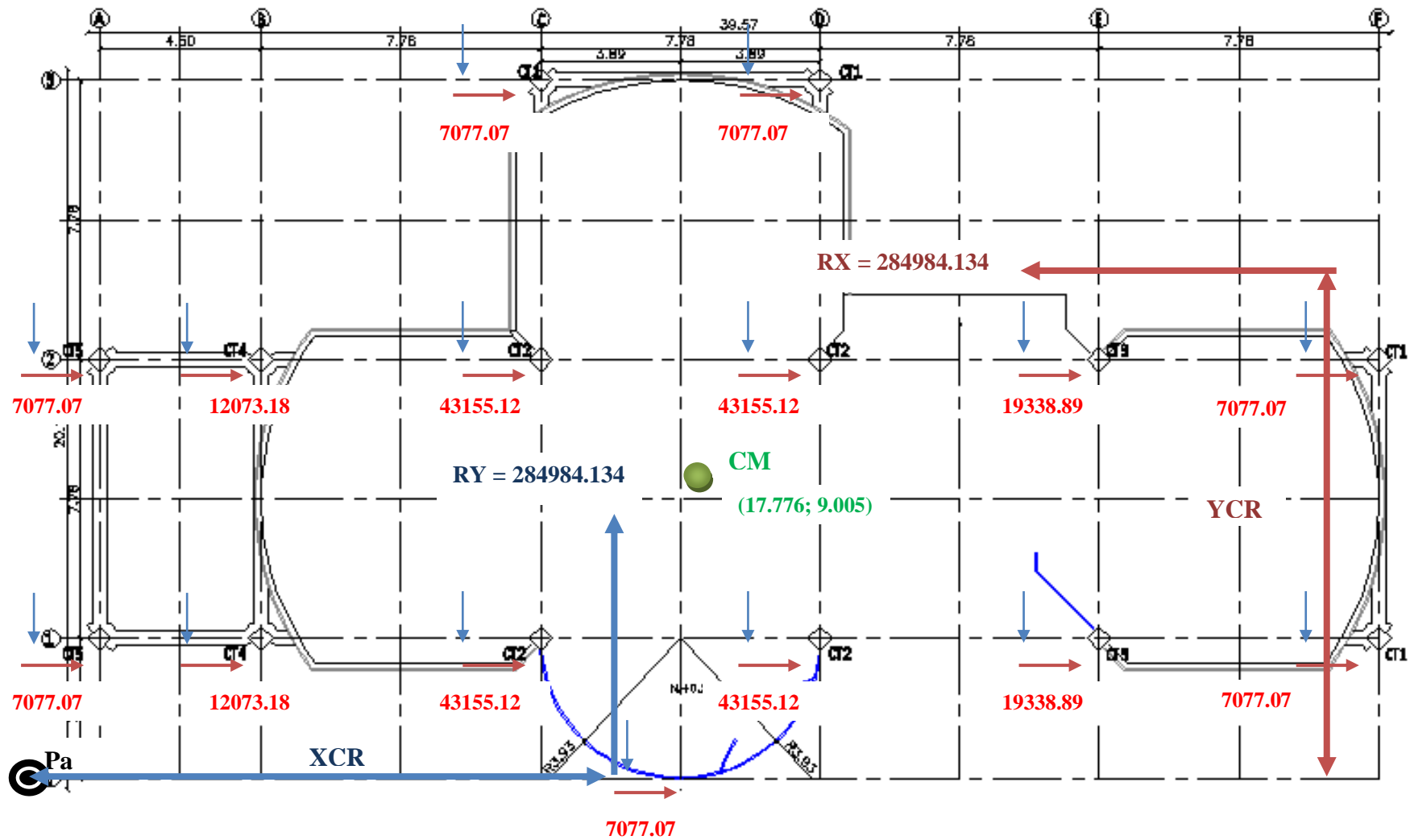


Figura 7.20: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08

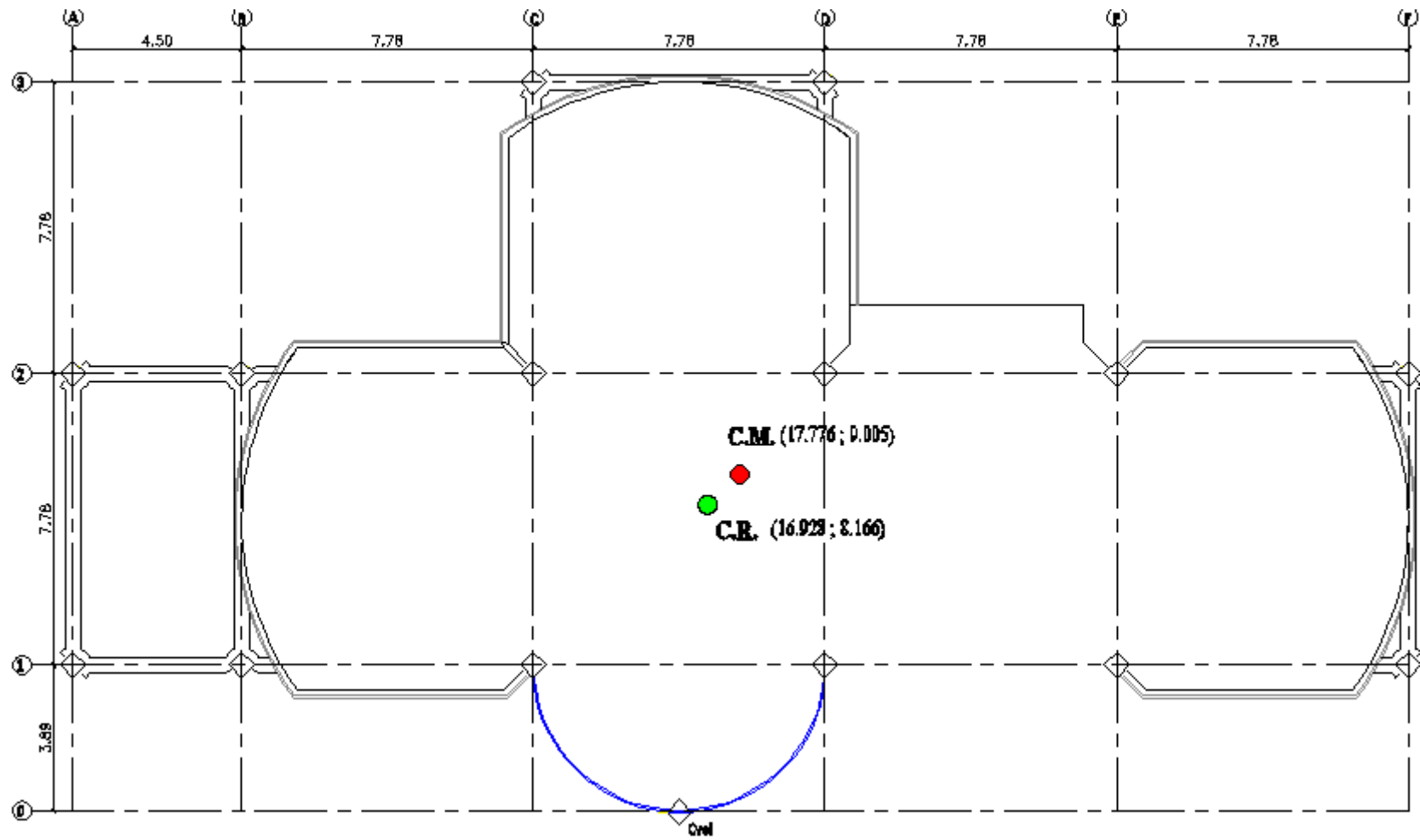


Figura 7.21: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08

Tabla 7.23: Rigideces de las Columnas en las Losas N+5.96, N+8.84 en Sentido “X” y “Y”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
b (cm):	35	35	35	35	55	55	55	55	45	45	40	40	35
I (cm4):	73661.757	73661.757	73661.757	73661.757	449180.254	449180.254	449180.254	449180.254	201288.959	201288.959	125663.706	125663.706	73661.757
t (kg/cm):	8656.223	8656.223	8656.223	8656.223	52784.572	52784.572	52784.572	52784.572	23654.093	23654.093	14767.134	14767.134	8656.223

7.2.12.1.3.6.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$331261.86 * YCR - (14767.134 + 2 * 52784.572 + 23654.093 + 8656.223) * 389 - (14767.134 + 2 * 52784.572 + 23654.093 + 8656.223) * 1167 - (2 * 8656.223) * 1945 = 0$$

$$YCR = 818.660 \text{ cm} = 8.187 \text{ m.}$$

7.2.12.1.3.7.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$331261.86 * X_{CR} - (14767.134 * 2) * 450 - (2 * 52784.572 + 8656.223) * 1228 + (2 * 52784.572 + 8656.223) * 2006 - (2 * 23654.093) * 2784 - (2 * 8656.223) * 3562 - 8656.223 * 1617 = 0$$

$$X_{CR} = 1781.265 \text{ cm} = 17.813 \text{ m.}$$

7.2.12.1.3.8.- Cálculo de “ e_y ”.

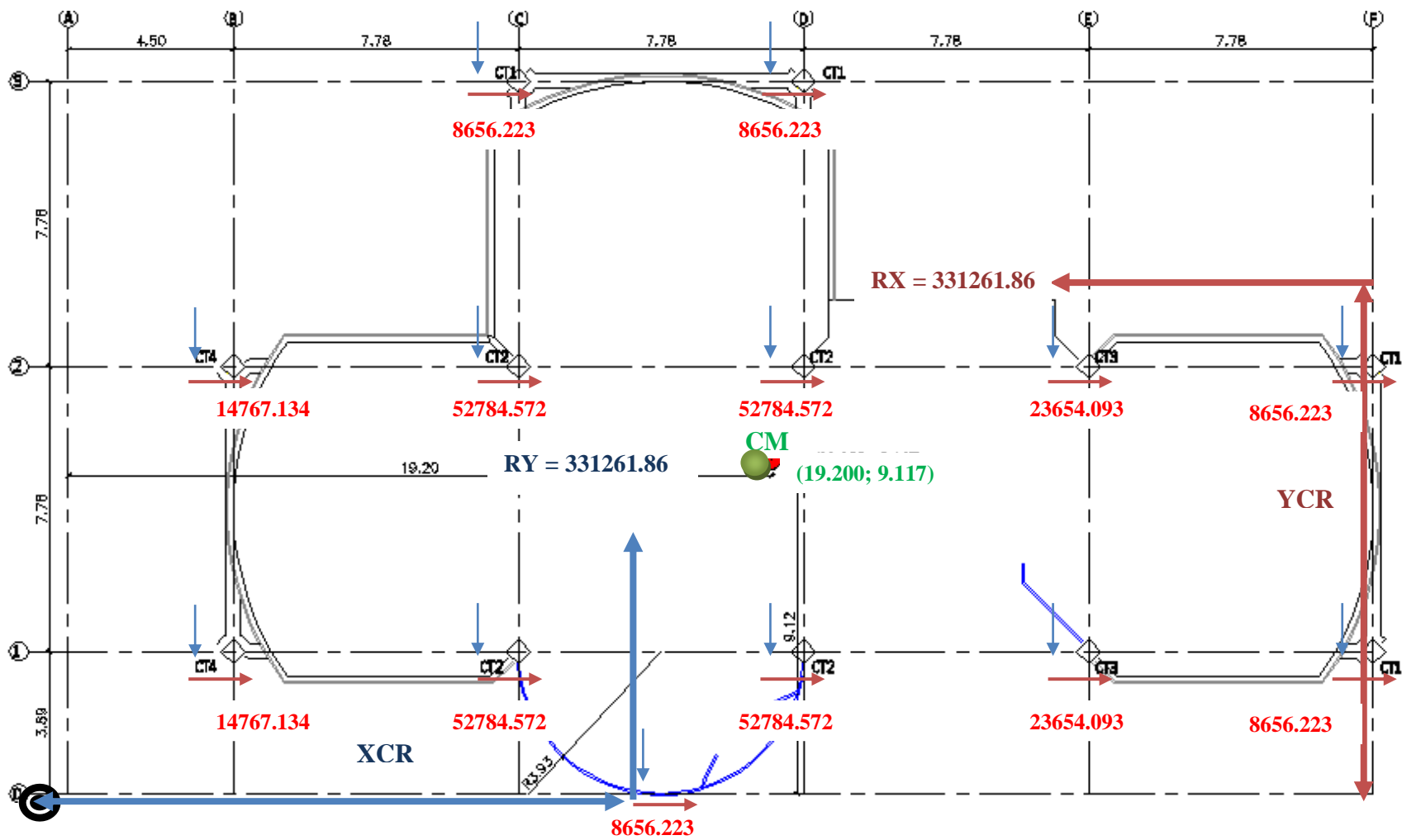
$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.117 - 8.187| = 0.930 \text{ m}$$

7.2.12.1.3.9.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |19.20 - 17.813| = 1.387 \text{ m}$$



Figura

Figura 7.22: Esquema de Rigideces de Columnas de las Losas N+5.96, N+8.84

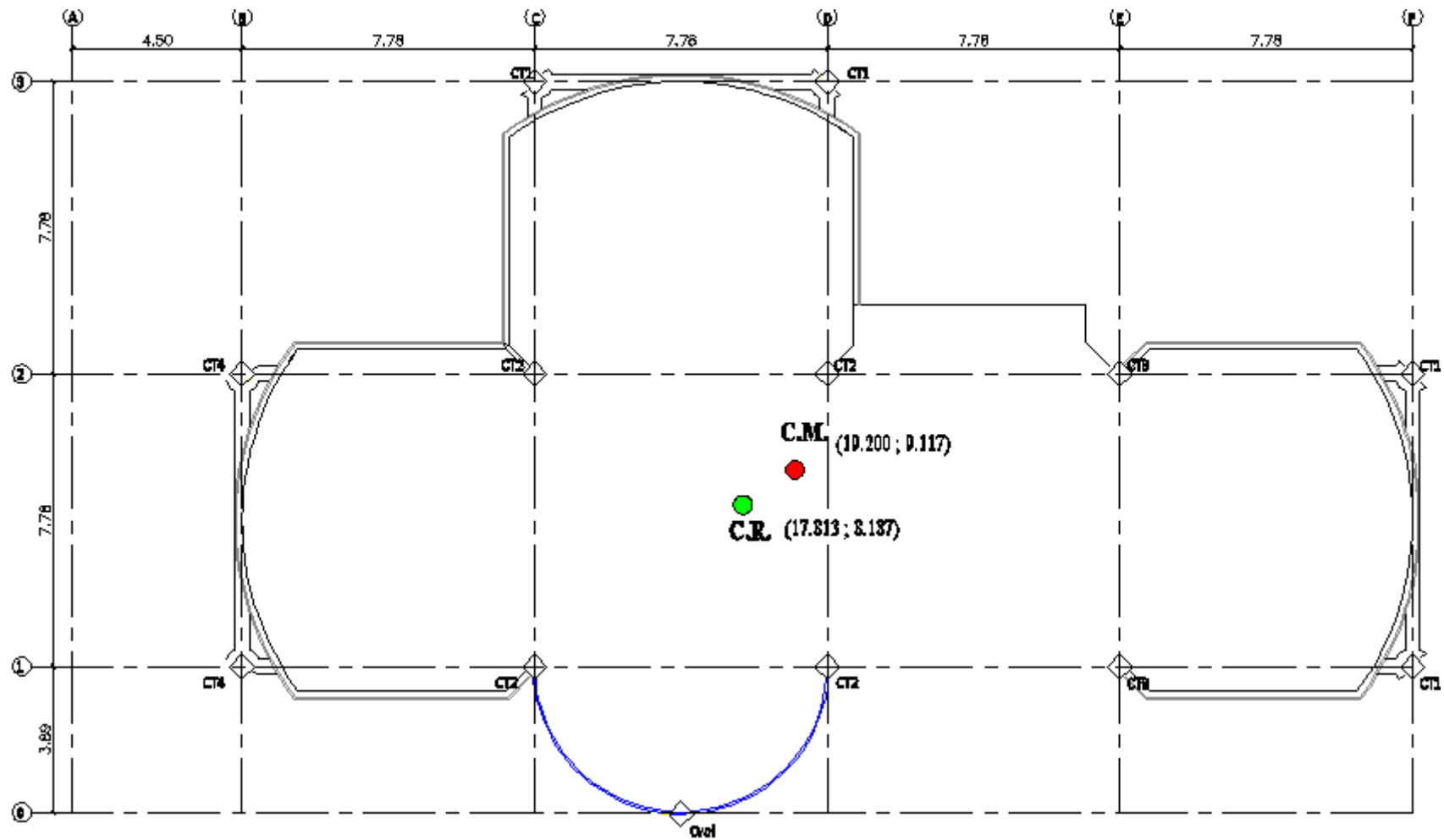


Figura 7.23: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84

7.2.12.1.3.10.- Traslado del Centro de Rigidez al Centro de Masas.

Tabla 7.24: Rigideces de las Columnas de la Losa N+3.08 en el Sentido “X” y “Y”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
D (cm):	40	40	40	40	70	70	60	60	60	60	40	40	45	45	35
I (cm⁴):	125663.71	125663.71	125663.71	125663.71	1178588.12	1178588.12	636172.51	636172.51	636172.51	636172.51	125663.71	125663.71	201288.96	201288.96	73661.76
t (kg/cm):	12073.18	12073.18	12073.18	12073.18	113233.19	113233.19	61120.45	61120.45	61120.45	61120.45	12073.18	12073.18	19338.89	19338.89	7077.07

7.2.12.1.3.11.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$589142.099 * YCR - (19338.89 + 2 * 12073.17 + 3 * 61120.45) * 389 - (19338.89 + 2 * 12073.17 + 3 * 61120.45) * 1167 - (2 * 12073.17) * 1945 = 0$$

$$YCR = 885.303 \text{ cm} = 8.853 \text{ m.}$$

7.2.12.1.3.12.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$589142.099 * XCR - (12073.17 * 2) * 450 - (61120.45 + 113222.19 + 12073.17) * 1228 + (61120.45 + 113222.19 + 12073.17) * 2006 - (2 * 61120.45) * 2784 - (2 * 12073.17) * 3562 - 7077.07 * 1617 = 0$$

$$**XCR = 1784.870 cm = 17.849 m.**$$

7.2.12.1.3.13.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.005 - 8.853| = 0.152 m$$

7.2.12.1.3.14.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |17.776 - 17.849| = 0.073 m$$

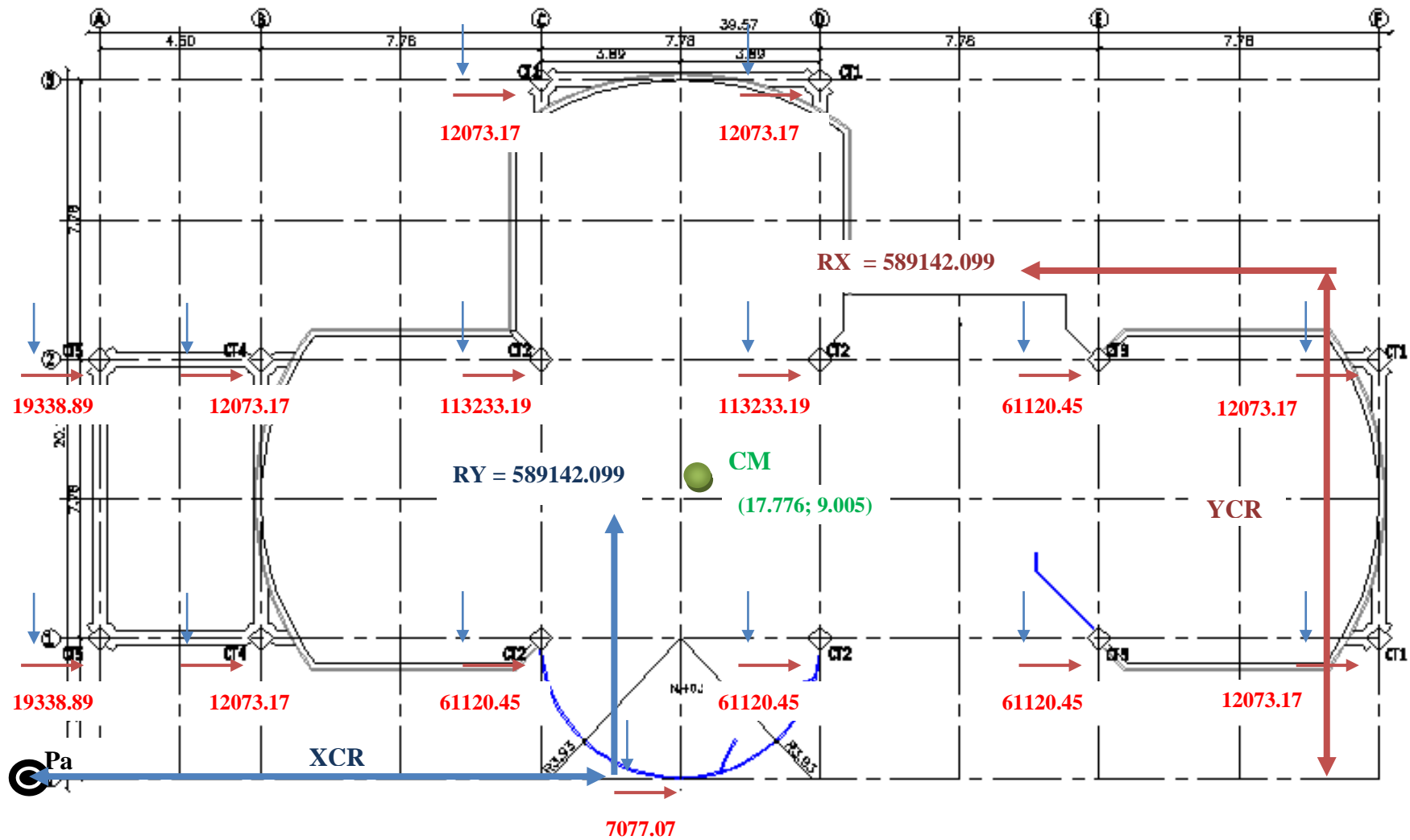


Figura 7.24: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08

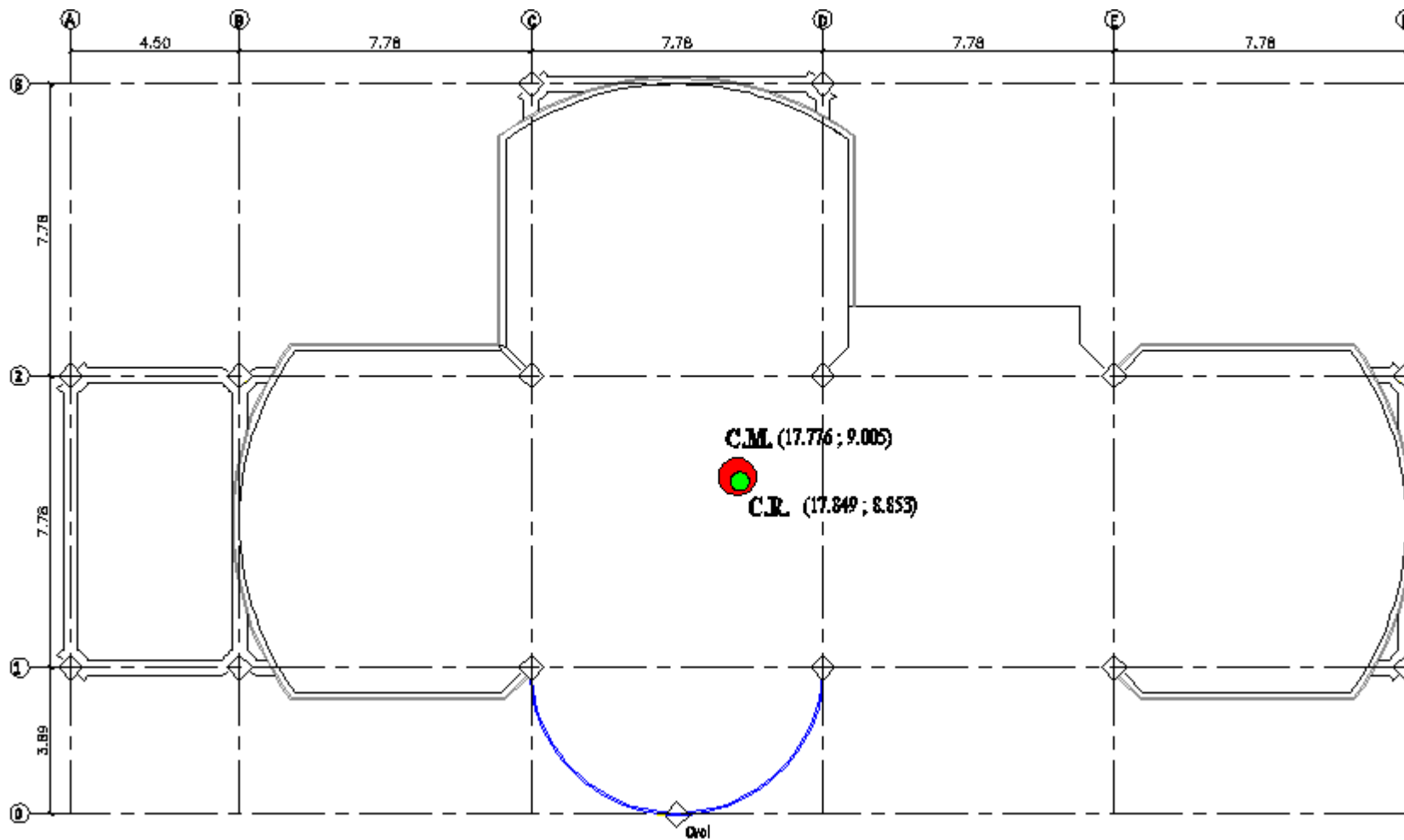


Figura 7.25: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+3.08

Tabla 7.25: Rigidez de las Columnas de las Losas N+5.96, N+8.84 en Sentido “X” y “Y”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
D (cm):	40	40	40	40	70	70	60	60	60	60	40	40	35
I (cm⁴):	125663.71	125663.71	125663.71	125663.71	1178588.12	1178588.12	636172.51	636172.51	636172.51	636172.51	125663.71	125663.71	73661.76
t (kg/cm):	14767.13	14767.13	14767.13	14767.13	138499.57	138499.57	74758.62	74758.62	74758.62	74758.62	14767.13	14767.13	8656.22

7.2.12.1.3.15.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$673292.62 * YCR - (2 * 14767.13 + 3 * 74758.62) * 389 - (2 * 14767.13 + 74758.62 + 138499.57) * 1167 - (2 * 14767.13) * 1945 = 0$$

$$YCR = 892.842 \text{ cm} = 8.928 \text{ m.}$$

7.2.12.1.3.16.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$673292.62 * XCR - (14767.13 * 2) * 450 - (14767.13 + 74758.62 + 138499.57) * 1228 + (14767.13 + 74758.62 + 138499.57) * 2006 - (2 * 74758.62) * 2784 - (2 * 14767.13) * 3562 - 8656.223 * 1617 = 0$$

$$**XCR = 1910.281 cm = 19.103 m.**$$

7.2.12.1.3.17.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.117 - 8.928| = 0.189 m$$

7.2.12.1.3.18.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |19.20 - 19.103| = 0.097 m$$

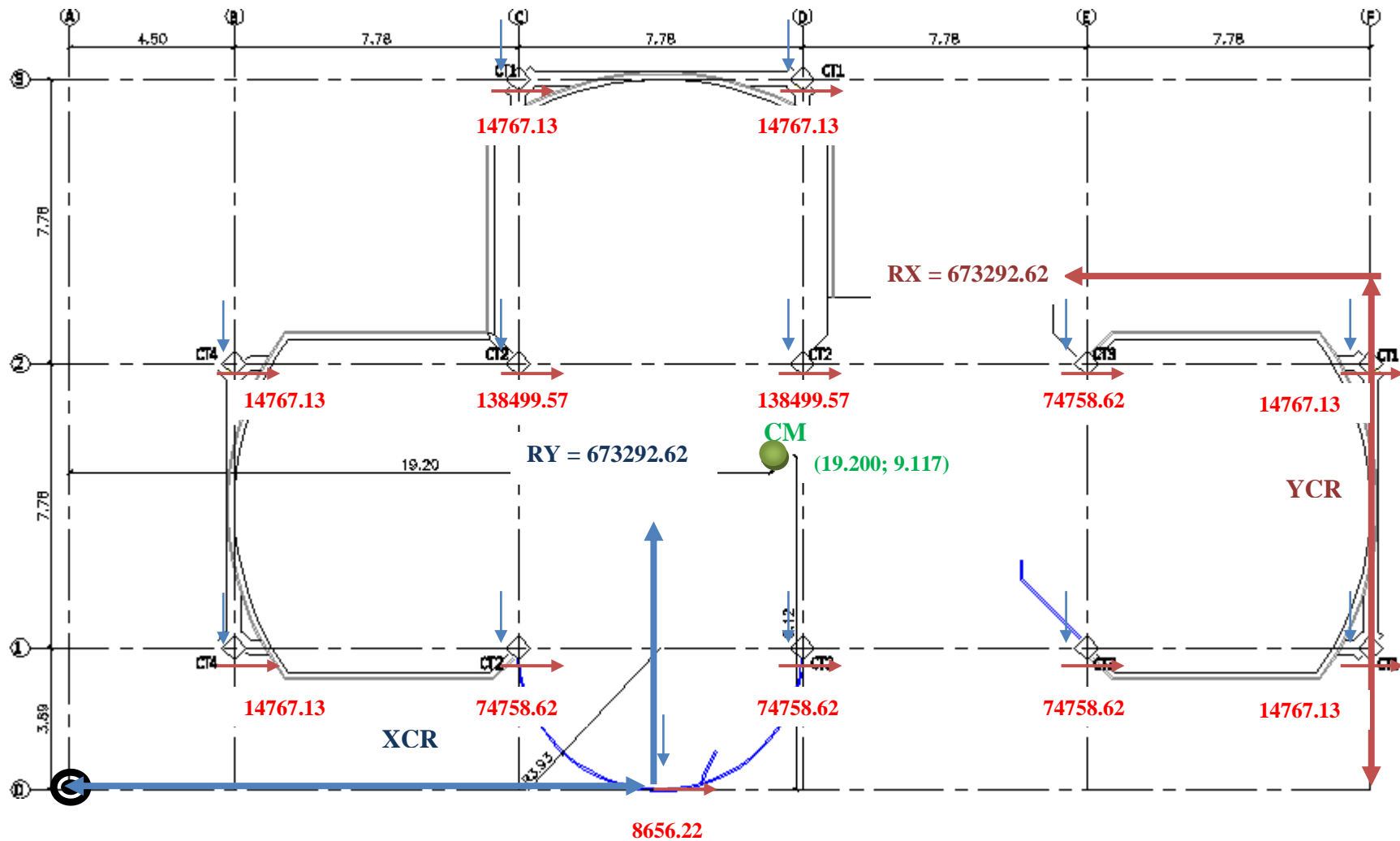


Figura 7.26: Esquema de Rigideces de las Columnas de las Losa N+5.96, N+8.84

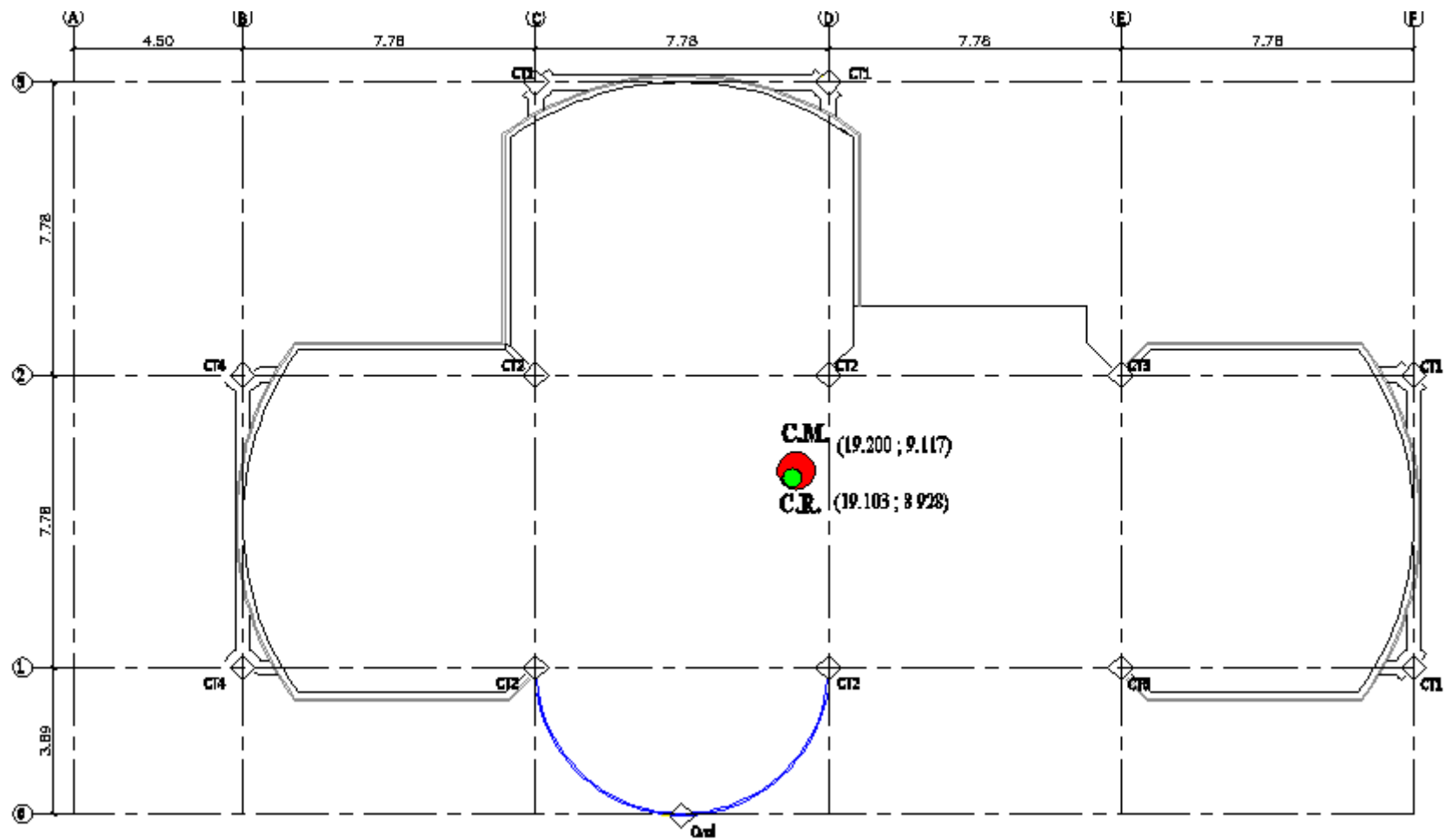


Figura 7.27: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84

7.2.12.2.- Segunda Corrida.- realizamos una nueva corrida con las nuevas secciones que nos dio del cálculo del centro de rigidez:

Tabla 7.26: Secciones del Cálculo del Centro de Rigidez

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
D (cm):	40	40	40	40	70	70	60	60	60	60	40	40	45	45	35

Con estas secciones logramos controlar un poco la torsión en planta pero es necesario seguir mejorando las secciones de los elementos estructurales debido a que debemos llegar a obtener el primer y segundo modo de vibración traslacionales y el tercer modo de vibración rotacional; para lo cual desarrollaremos una nueva corrida cambiando las secciones de las columnas.

7.2.12.3.- Tercera Corrida.- para rigidizar los pórticos aumentaremos las secciones de las columnas y las vigas:

Tabla 7.27: Secciones de la Rigidización de pórticos

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
D (cm):	70	70	80	80	80	80	80	80	80	80	60	60	50	50	80

Vigas	A	B	C	D	E	F	1	2	3	VS	Vvol	Vesc
b (cm):	40	40	40	40	40	40	40	40	40	30	40	40
h (cm):	50	60	50	50	50	60	60	60	60	50	50	40

Con estas secciones logramos obtener que nuestro modelo estructural posea el primer y segundo modo de vibración traslacional y el tercer rotacional.

7.3.- Planos y Resumen de Materiales.

Los planos y resumen de materiales se encuentran en el Anexo N° 5.

7.4.- Presupuesto Referencial.

El presupuesto referencial se encuentra en el capítulo IX.

CAPÍTULO VIII

DISEÑO DEL MODELO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO Y MADERA.

8.1.- Diseño con Columnas Cuadradas.

8.1.1.- Diseño de la Cimentación.

Se desarrolló el mismo procedimiento de cálculo que se detalla en el apartado 5.1.1.

8.1.2.- Diseño de Elementos Estructurales.

8.1.2.1.- Diseño de viguetas.- para el diseño de viguetas se presentará tablas tomadas del Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino editado por la Junta del Acuerdo de Cartagena.

8.1.2.1.1.- Tipo de Madera.- se utilizará madera del Grupo B en estado seco $CH < 30\%$.

Tabla 8.1: Grupos de Especies Estudiadas en el PADT - REFORT para Madera Estructural

PAÍS	GRUPO	NOMBRE COMÚN
ECUADOR	A	Caimitillo Guayacán Pechiche
	B	Chanul Colorado Moral Fino Pituca
	C	Fernansánchez Mascarey Sande

Tabla 8.2: Sobrecargas de Servicio

Ocupación o Uso:	Kg/m²
Azoteas planas	100
Baños	200
Bibliotecas, salas de lectura	300
Bibliotecas, archivo	750
Colegios, aulas	200
Colegios, talleres	350
Corredores públicos	500
Escaleras de viviendas	200
Escaleras públicas	500
Graderías y tribunas	500
Oficinas	250
Oficinas, archivos	500
Salas de asamblea o reunión	500
Techos inclinados	50
Tiendas, minoristas	350
Tiendas, mayoristas	500
Vestidores	200
Viviendas unifamiliares	200

8.1.2.1.2.- Sección Asumida de Viguetas.- asumiremos una sección de 4x14 con espaciamientos de 0.50 m.

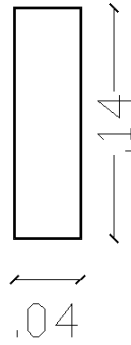


Figura 8.1: Sección de Vigueta Asumida

Tabla 8.3: Peso Propio de Viguetas de Madera (kg/m²)

Dimensiones b x h	Grupo	Espaciamiento (cm)						
		30	40	50	60	80	100	120
4 x 6.5	A	9.5	7.2	5.7	4.8	3.6	2.9	2.4
	B	8.7	6.5	5.2	4.3	3.3	2.6	2.2
	C	7.8	5.9	4.7	3.9	2.9	2.3	2.0
4 x 9	A	13.2	9.9	7.9	6.6	5.0	4.0	3.3
	B	12.0	9.0	7.2	6.0	4.5	3.6	3.0
	C	10.8	8.1	6.5	5.4	4.1	3.2	2.7
4 x 14	A	20.5	15.4	12.3	10.3	7.7	6.2	5.1
	B	18.7	14.0	11.2	9.3	7.0	5.6	4.7
	C	16.8	12.6	10.1	8.4	6.3	5.0	4.2
4 x 16.5	A	24.2	18.2	14.5	12.1	9.1	7.3	6.1
	B	22.0	16.5	13.2	11.0	8.3	6.6	5.5
	C	19.8	14.9	11.9	9.9	7.4	5.9	5.0
4 x 19	A	27.9	20.9	16.7	13.9	10.5	8.4	7.0
	B	25.3	19.0	15.2	12.7	9.5	7.6	6.3
	C	22.8	17.1	13.7	11.4	8.6	6.8	5.7

4 x 24	A	35.2	26.4	21.1	17.6	13.2	10.6	8.8
	B	32.0	24.0	19.2	16.0	12.0	9.6	8.0
	C	28.8	21.6	17.3	14.4	10.8	8.6	7.2
6.5 x 19	A	45.3	34.0	27.2	22.6	17.0	13.6	11.3
	B	41.2	30.9	24.7	20.6	15.4	12.4	10.3
	C	37.0	27.8	22.2	18.5	13.9	11.1	9.3
6.5 x 24	A	57.2	42.9	34.3	28.6	21.5	17.2	14.3
	B	52.0	39.0	31.2	26.0	19.5	15.6	13.0
	C	46.8	35.1	28.1	23.4	17.6	14.0	11.7
6.5 x 29	A	69.1	51.8	41.5	34.6	25.9	20.7	17.3
	B	62.8	47.1	37.7	31.4	23.6	18.9	15.5
	C	56.6	42.4	33.9	28.3	21.2	17.0	14.1

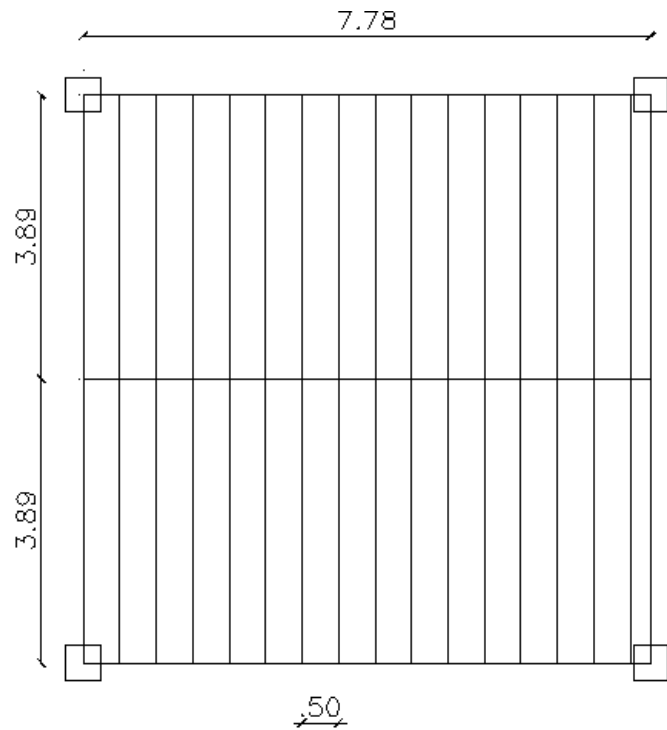


Figura 8.2: Distribución de Viguetas

Tabla 8.4: Peso propio de coberturas

Descripción	kg/m ²
Cartón bituminoso en tres capas sin gravilla	13
Cartón bituminoso en tres capas con gravilla	35
Cielo raso de yeso con carrizo	25
Chapa de metal de 2 mm sobre entablado	30
Cobertura doble en teja plana sobrepuesta y desplazada a media teja	100
Chapa de metal de 1.5 mm sobre correas	15
Cubierta de lona sin armazón	3
Cubierta de vidrio sobre travesaños de acero (espesor de vidrio 5 mm)	25
Cubierta de vidrio sobre travesaños de acero (espesor de vidrio 6 mm)	30
Cubierta de vidrio armado (alambre) de 5 mm de espesor	30
Planchas de asbesto cemento corrugado de 4 mm peso por área útil	9
Planchas de asbesto cemento corrugado de 5 mm peso por área útil	13
Planchas de asbesto cemento canalón plegado de 5 mm	17
Teja cóncava con asiento de mortero con cabios a 0.335 m	80
Teja cóncava de encaje con cabios a 0.335 m	70
Teja plana sellada con mortero con cabios a 0.275 m	80
Teja plana o cola de castor con cabios a 0.275 m	70
Teja serrana de 105 kg/m ² asentada sobre torta de barro de 0.02 m más paja o ichu	160
Torta de barro de 2.5 cm sobre entablados simples de 0.02 m	67
Torta de barro más paja	55

Tabla 8.5: Deflexiones máximas admisibles

Carga Actuante	Con cielo raso de yeso	Sin cielo raso de yeso
Cargas permanentes + sobrecarga	L/300	L/250
Sobrecarga	L/350	L/350

Tabla 8.6: Módulo de Elasticidad (kg/cm²)

Módulo de Elasticidad	Grupo A	Grupo B	Grupo C
$E_{mínimo}$	95,000	75,000	55,000
$E_{promedio}$	130,000	100,000	90,000

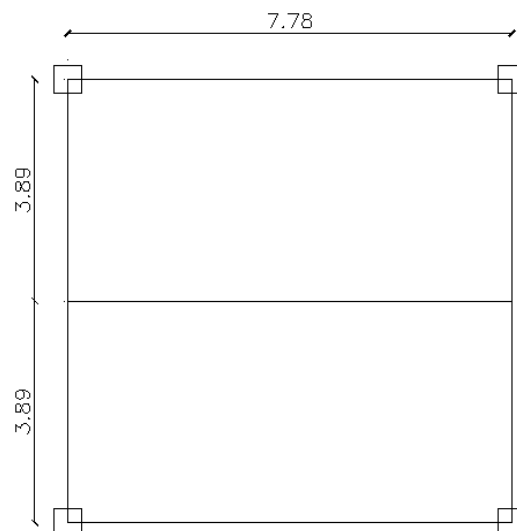


Figura 8.3: Viguetas simplemente apoyadas, luz de 3.89 m.

8.1.2.1.3.- Resumen de parámetros de diseño.

Tabla 8.7: Parámetros de Diseño

Parámetro:	Unidad:
Sección	4 x 14
Peso propio	11.20 kg/m ²
Peso muerto (Wd)	30 kg/m ²
Sobrecarga (W1)	250 kg/m ²
Luz entre apoyos (L)	3.89 m
Espaciamiento (s)	0.50 m

Tabla 8.8: Cálculo de Efectos Máximos

Peso propio + peso muerto (Wd):	41.20	kg/m ²
Sobrecarga (W1):	250.00	kg/m ²
Carga total (W)= Wd+W1:	291.20	kg/m ²
Carga total repartida por vigueta=s*W:	145.60	kg/m ²
Carga muerta repartida por vigueta=s*Wd:	20.60	kg/m ²
Sobrecarga repartida por vigueta=s*W1:	125.00	kg/m ²
Momento máximo=Mmax=(w*L ²)/8:	275.40	kg*m
Cortante máximo=Vmax=(w*L)/2:	283.19	kg

8.1.2.1.4.- Esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad.- para viguetas se usa el Eprom y los esfuerzos de corte y flexión pueden incrementarse en 10%.

Tabla 8.9: Esfuerzo máximo admisible en flexión, f_m (kg/cm²).

Grupo	f_m
A	210
B	150
C	100

Tabla 8.10: Esfuerzo máximo admisible para corte paralelo a las fibras, f_v (kg/cm²)

Grupo	f_v
A	15
B	12
C	8

Tabla 8.11: Esfuerzo máximo admisible para compresión perpendicular a las fibras, $f_{c\perp}$

Grupo	$f_{c\perp}$
A	40
B	28
C	15

Tabla 8.12: Resumen de esfuerzos

Eprom	100,000 kg/cm ²
f_m	150 kg/cm ² + 10% = 165 kg/cm ²
f_v	12 kg/cm ² + 10% = 13.2 kg/cm ²
$f_{c\perp}$	28 g/cm ²

8.1.2.1.5.- Momento de Inercia (I), necesario por limitación de flexiones. Para una viga simplemente apoyada.

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} < \frac{L}{K}$$

$$I > \frac{5wL^3K}{384E}$$

8.1.2.1.6.- Para considerar las deformaciones diferidas al calcular el momento de inercia necesario por deflexiones, es posible usar directamente la fórmula anterior utilizando una carga equivalente (solo para el cálculo de deflexiones):

$$W_{equivalente} = 1.8Wd + W1$$

$$W_{equivalente} = 1.8 * \left(\frac{41.2}{2}\right) + \frac{250}{2}$$

$$W_{equivalente} = 162.08 \text{ kg/m}$$

- Para la carga total K=300:

$$I > \frac{5 * 162.08 \left(\frac{kg}{m}\right) * \frac{1m}{100cm} * (389cm)^3 * 300}{384 * 100000 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)}$$

$$I > 3726.82 \text{ cm}^4$$

- Para la sobrecarga K=350:

$$I > \frac{5 * 125 \left(\frac{kg}{m}\right) * \frac{1m}{100cm} * (389cm)^3 * 350}{384 * 100000 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)}$$

$$I > 3353.25 \text{ cm}^4$$

Considerando el mayor: $I = 3726.82 \text{ cm}^4$

8.1.2.1.7.- Módulo de sección Z necesario por resistencia.

$$Z > \frac{M}{f_m} = \frac{275.40(kg * m) * \frac{100cm}{1m}}{165 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$Z > 166.909 \text{ cm}^3$$

En la tabla 8.12 observamos las características de la sección 4 x 14 y comparamos.

Tabla 8.13: Características de Secciones.

Dimensiones b x h (cm)	Área cm ²	Eje X		Eje Y	
		Ix (cm ⁴)	Zx (cm ³)	Iy (cm ⁴)	Zy (cm ³)
1.5x2	3.0	1.0	1.0	0.6	0.7
1.5x4	6.0	8.0	4.0	1.1	1.5
1.5x6.5	9.7	34.3	10.6	1.8	2.4
1.5x9	13.5	91.1	20.2	2.5	3.3
1.5x14	21.0	343.0	49.0	3.9	5.2
1.5x19	28.5	857.4	90.2	5.3	7.1
1.5x24	36.0	1728.0	144.0	6.7	9.0
1.5x29	43.5	3048.6	210.2	8.1	10.9
2x2	4.0	1.3	1.3	1.3	1.3
2x4	8.0	10.7	5.3	2.7	2.6
2x6.5	13.0	45.8	14.1	4.3	4.3
2x9	18.0	121.5	27.0	6.0	6.0
2x14	28.0	457.3	65.3	9.3	9.3
2x19	38.0	1143.2	120.3	12.7	12.6
2x24	48.0	2304.0	192.0	16.0	16.0

2x29	58.0	4064.8	280.3	19.3	19.3
3x3	9.0	6.7	4.5	6.7	4.5
3x4	12.0	16.0	8.0	9.0	6.0
3x6.5	19.5	68.6	21.1	14.6	97.5
3x9	27.0	182.2	40.5	20.2	13.5
3x14	42.0	686.0	98.0	31.5	21.0
3x19	57.0	1714.7	180.5	42.7	28.5
3x24	72.0	3456.0	288.0	54.0	36.0
3x29	87.0	6097.3	420.5	65.2	43.5
4x4	16.0	21.3	10.7	21.3	10.7
4x6.5	26.0	91.5	28.2	34.7	17.3
4x9	36.0	243.0	54.0	48.0	24.0
4x14	56.0	914.6	130.7	74.7	37.3
4x16.5	66.0	1497.4	181.5	88.0	49.0
4x19	76.0	2286.3	240.6	101.3	50.7
4x24	96.0	4608.0	384.0	128.0	64.0
4x29	116.0	8129.7	560.6	154.7	77.3
5x5	25.0	52.1	20.8	52.1	20.8
5x6.5	32.5	114.4	35.2	67.7	27.1
5x9	45.0	303.7	67.5	93.7	35.5
5x14	70.0	1143.3	163.3	145.8	58.3
5x16.5	82.5	1871.7	226.9	171.9	68.7
5x19	95.0	2857.9	300.8	197.9	79.1
5x24	120.0	5760.0	480.0	250.0	100.0
5x29	145.0	10162.1	700.8	302.1	120.8
6.5x6.5	42.2	148.7	45.7	148.7	45.7
6.5x9	58.5	394.9	87.7	206.0	63.4
6.5x14	91.0	1486.3	212.3	320.4	98.8
6.5x16.5	107.2	2432.2	294.9	377.6	116.2
6.5x19	123.5	3715.3	391.1	434.8	133.8
6.5x24	156.0	7488.0	624.0	549.2	169.0
6.5x29	188.5	13210.7	911.1	663.7	204.2
9x9	81.0	546.7	121.5	546.7	121.5
9x14	126.0	2058.0	294.0	850.5	189.0
9x16.5	148.5	3361.1	408.3	1002.4	222.7
9x19	171.0	5144.2	541.5	1154.2	256.5
9x24	216.0	10368.0	864.0	1468.0	324.0
9x29	261.0	18291.8	1261.0	1761.7	391.5
14x14	196.0	3201.3	457.3	3201.31	457.3
14x16.5	231.0	5240.8	1635.2	3773.0	539.0
14x19	266.0	8002.2	842.3	4344.7	620.6
14x24	336.0	16128.0	1344.0	5488.0	784.0
14x29	406.0	28453.8	1962.3	6631.3	947.13
19x19	361.0	10816.1	1143.2	10860.1	1143.2
19x24	456.0	21888.0	1924.0	13718.0	1444.0
19x29	551.0	38615.9	2663.2	16575.9	1744.8
24x24	576.0	27648.0	2304.0	27648.0	2304.0
24x29	696.0	48778.0	3364.0	33408.0	2784.0

29x29	841.0	58940.1	4064.8	55940.1	4064.8
-------	-------	---------	--------	---------	--------

Tabla 8.14: Propiedades de la sección asumida.

Dimensiones	Área	Eje X		Eje Y	
		$I_x (cm^4)$	$Z_x (cm^3)$	$I_y (cm^4)$	$Z_y (cm^3)$
4x14	56.0	914.6	130.7	74.7	37.3

8.1.2.1.8.- Chequeo de propiedades de sección.

$$Z_{requerido} = 166.909 \text{ cm}^3 > Z_{4x14} = 130.7 \text{ cm}^3 \quad \text{FALLA}$$

$$I_{requerido} = 3726.82 \text{ cm}^4 > I_{4x14} = 914.6 \text{ cm}^4 \quad \text{FALLA}$$

Conclusión.- necesitamos cambiar de sección; adoptaremos una de 4x24.

Tabla 8.15: Peso propio de la sección 4x24.

Dimensiones	Grupo	Espaciamiento (cm)						
		30	40	50	60	80	100	120
4 x 24	A	35.2	26.4	21.1	17.6	13.2	10.6	8.8
	B	32.0	24.0	19.2	16.0	12.0	9.6	8.0
	C	28.8	21.6	17.3	14.4	10.8	8.6	7.2

Tabla 8.16: Nuevos Parámetros de diseño.

Parámetro:	Unidad:
Sección	4 x 24
Peso propio	19.20 kg/m ²
Peso muerto (Wd)	30 kg/m ²
Sobrecarga (W1)	250 kg/m ²
Luz entre apoyos (L)	3.89 m
Espaciamiento (s)	0.50

Tabla 8.17: Efectos máximos.

Peso propio + peso muerto (Wd):	49.20	kg/m ²
Sobrecarga (W1):	250.00	kg/m ²
Carga total (W)= Wd+W1:	299.20	kg/m ²
Carga total repartida por vigueta=s*W:	149.60	kg/m ²
Carga muerta repartida por vigueta=s*Wd:	24.60	kg/m ²
Sobrecarga repartida por vigueta=s*W1:	125.00	kg/m ²
Momento máximo=Mmax=(w*L ²)/8:	282.97	kg*m
Cortante máximo=Vmax=(w*L)/2:	290.97	kg

8.1.2.1.9.- Deformaciones diferidas.

$$W_{equivalente} = 1.8Wd + W1$$

$$W_{equivalente} = 1.8 * \left(\frac{49.2}{2} \right) + \frac{250}{2}$$

$$W_{equivalente} = 169.28 \text{ kg/m}$$

- Para la carga total $K=300$:

$$I > \frac{5 * 169.28 \left(\frac{kg}{m}\right) * \frac{1m}{100cm} * (389cm)^3 * 300}{384 * 100000 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)}$$

$$I > 3892.37 \text{ cm}^4$$

- Para la sobrecarga $K=350$:

$$I > \frac{5 * 125 \left(\frac{kg}{m}\right) * \frac{1m}{100cm} * (389cm)^3 * 350}{384 * 100000 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)}$$

$$I > 3353.25 \text{ cm}^4$$

Considerando el mayor: $I = 3892.37 \text{ cm}^4$

8.1.2.1.10.- Módulo de sección Z necesario por resistencia.

$$Z > \frac{M}{f_m} = \frac{282.92(kg * m) * \frac{100cm}{1m}}{165 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$Z > 171.497 \text{ cm}^3$$

8.1.2.1.11.- En la tabla 8.19 observamos las características de la sección 4 x 24 y los comparamos.

Tabla 8.18: Características de la sección 4x24

Dimensiones	Área	Eje X		Eje Y	
		Ix (cm ⁴)	Zx (cm ³)	Iy (cm ⁴)	Zy (cm ³)
4x24	96.0	4608.0	384.0	128.0	64.0

8.1.2.1.12.- Chequeo de propiedades de la sección 4x24.

$$Z_{requerido} = 171.497 \text{ cm}^3 < Z_{4x14} = 384.0 \text{ cm}^3 \quad \text{O.K.}$$

$$I_{requerido} = 3892.37 \text{ cm}^4 < I_{4x14} = 4608.0 \text{ cm}^4 \quad \text{O.K.}$$

Conclusión.- Las viguetas a utilizarse son de 4x24 cada 0.50 m.

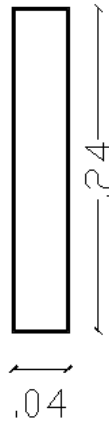


Figura 8.4: Sección de diseño.

8.1.2.2.- Losas.

8.1.2.2.1.- Losas unidireccionales.

Utilizamos la fórmula $\frac{l}{18.5}$ de la tabla 2.11 para el panel de la losa más crítica que

tenemos en la estructura:

$$\frac{l}{18.5} = \frac{3.89}{18.5} = 0.21027m \cong 25 \text{ cm}$$

8.1.2.3.- Vigas Unidireccionales.

Utilizamos la tabla 2.11 para el caso de vigas no preesforzadas.

8.1.2.3.1.- Con un extremo continuo:

$$\frac{l}{18.5} = \frac{7.78}{18.5} = 0.420541m \cong 0.45cm$$

8.1.2.3.2.- Ambos extremos continuos:

$$\frac{l}{21} = \frac{7.78}{21} = 0.370476m \cong 0.40m$$

8.1.2.4.- Columnas.

Para el predimensionamiento de las columnas se define la carga muerta, considerando los siguientes elementos:

Tabla 8.19: Carga muerta para el predimensionamiento de columnas.

DEFINICIÓN DE CARGA MUERTA:	
ELEMENTOS:	PESO (T/m ²)
VIGUETAS:	0.019
ENTABLADO:	0.030
CIELO RASO:	0.050
PAREDES:	0.200
ACABADOS:	0.090
COLUMNAS:	0.100
VIGAS	0.100
C.M.	0.589

La carga viva es de **0.250 T/m²** para oficinas.

Por lo que la carga de servicio es igual a la suma de la carga muerta y la carga viva.

$$CS = CM + CV$$

$$CS = 0.589 + 0.250$$

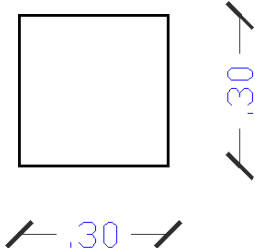
$$CS = 0.839 T/m^2$$

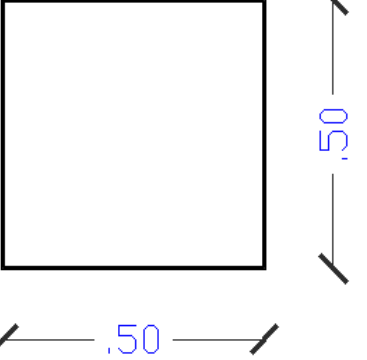
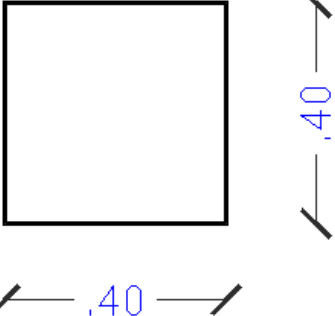
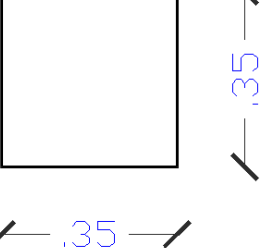
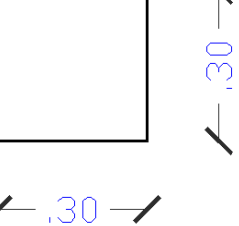
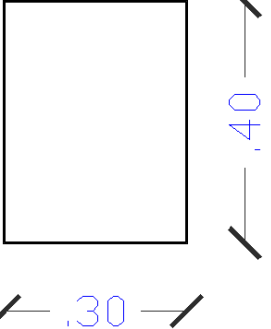
Es muy importante tomar en cuenta el número de pisos ya que existen columnas que solo llegan al nivel N+3.08 (CT5).

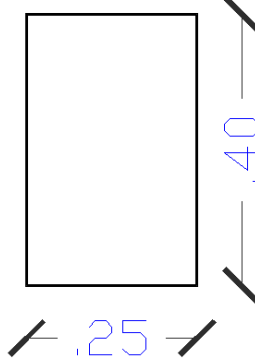
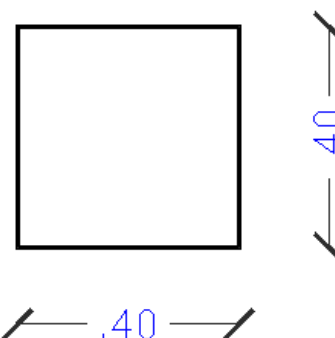
Tabla 8.20: Predimensionamiento de columnas

TIPO	COLUMNAS	ÁREAS	A. COOPER	P	Ag=20P	SEC.REC	SEC.RECAS
CT1	C3, D3, F2, F1	3.89*3.89	15.132	38.097	761.931	27.603	30X30
CT2	C2, D2, C1, D1	7.78*3.89+3.89*3.89	45.396	114.290	2285.794	47.810	50X50
CT3	E2, E1	7.78*3.89	30.264	76.193	1523.863	39.037	40X40
CT4	B2, B1	3.89*2.25+3.89*3.89	23.885	60.132	1202.637	34.679	35X35
CT5	A2, A1	2.25*3.89	8.753	7.345	146.902	12.120	30X30
							SEC.MIN

Tabla 8.21: Elementos de la estructura

ELEMENTO	BASE (m)	ALTURA (m)	GRÁFICO
CT1	0.30	0.30	

<p style="text-align: center;">CT2</p>	<p style="text-align: center;">0.50</p>	<p style="text-align: center;">0.50</p>	
<p style="text-align: center;">CT3</p>	<p style="text-align: center;">0.40</p>	<p style="text-align: center;">0.40</p>	
<p style="text-align: center;">CT4</p>	<p style="text-align: center;">0.35</p>	<p style="text-align: center;">0.35</p>	
<p style="text-align: center;">CT5</p>	<p style="text-align: center;">0.30</p>	<p style="text-align: center;">0.30</p>	
<p style="text-align: center;">VIGAS</p>	<p style="text-align: center;">0.30</p>	<p style="text-align: center;">0.40</p>	

VIGAS SEC	0.25	0.40	
VIGA ESCALERA	0.40	0.40	

8.1.3.- Análisis de Cargas en Losas.

El análisis de cargas se lo debe hacer piso a piso:

Tabla 8.22: Análisis de Cargas en las Losas N+ 3.08, N+5.96

LOSA N+3.08, N+5.96	
CARGA MUERTA:	
ELEMENTOS:	PESO (T/m²)
VIGUETAS:	0.019
ENTABLADO:	0.030
PAREDES:	0.200
PISOS:	0.090
CIELO RASO:	0.050
AIRE ACONDICIONADO:	0.020
P.P.L.	0.409

CM = 0.409 T/m²

En la losa N+3.08 existe un panel de losa que debe ser diseñado como losa unidireccional de hormigón:

Tabla 8.23: Análisis de Cargas en la Losa N+ 8.84.

LOSA N+8.84						
CARGA MUERTA:						
ELEMENTOS:	NÚMERO	Base (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Peso Específico (T/m³)	PESO (T/m²)
NERVIOS:		2.00	0.10	0.20	2.40	0.096
LOSETA:		1.00	1.00	0.05	2.40	0.120
BLOQUES:	10.00	0.40	0.20	0.20	1.00	0.160
MACILLADO:		1.00	1.00	0.03	2.20	0.066
CIELO RASO:						0.050
AIRE ACONDICIONADO:						0.020
P.P.L.						0.512

$$CM = 0.512 \text{ T/m}^2$$

Se debe restar el peso de la loseta de compresión y los nervios debido a que el programa Etabs ya toma en consideración el peso de estos elementos.

$$CM = 0.296 \text{ T/m}^2$$

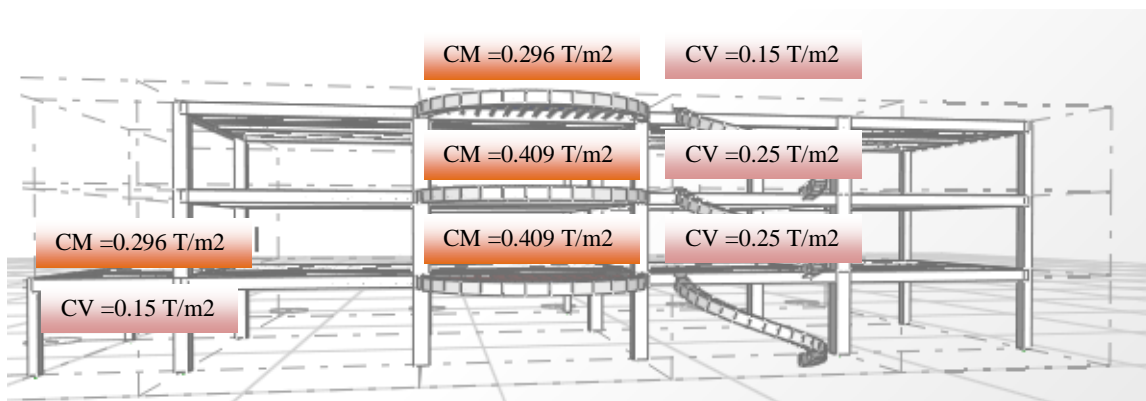


Figura 8.5: Análisis de cargas en las losas.

8.1.4.- Análisis de cargas en la escalera.

El detalle del análisis de cargas en la escalera se encuentra en el Capítulo V, en el apartado 5.1.3.2.

8.1.5.- Componentes Verticales del Sismo de Diseño.

Es importante considerar las cargas reversibles del volado, para las cuales calculamos las componentes verticales del sismo de diseño:

$$F_V = \frac{2}{3} * Z * I * C_m * W_p$$

Donde:

W_p = El peso que actúa en el voladizo.

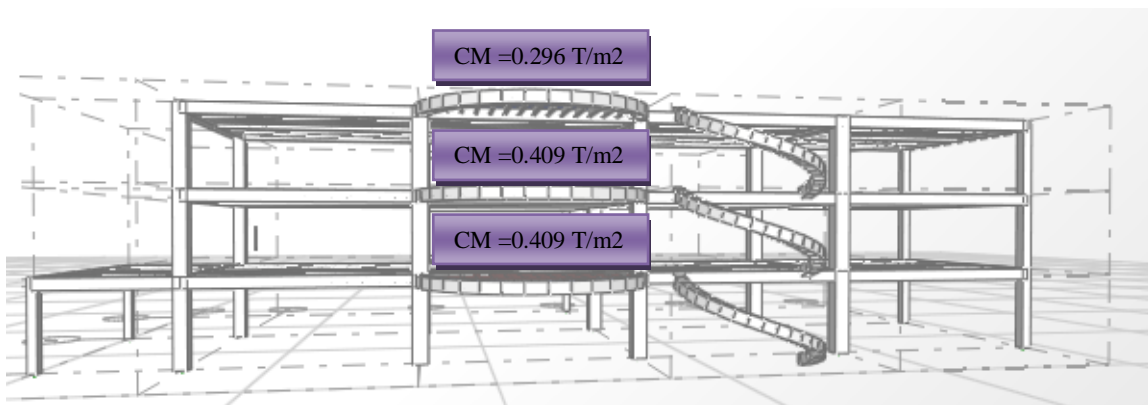


Figura 8.6: Cargas muertas para los volados.

$$F_V = \frac{2}{3} * Z * I * C_m * W_p$$

z=	0.25
l=	1.00
Cm=	2.80

8.1.5.1.- Volado N+3.08, N+5.96

$$F_V = \frac{2}{3} * 0.25 * 1.00 * 2.80 * 0.409$$

$$F_V = 0.191 T/m^2$$

8.1.5.2.- Volado N+8.84

$$F_V = \frac{2}{3} * 0.25 * 1.00 * 2.80 * 0.296$$

$$F_V = 0.138 T/m^2$$

8.1.6.- Estados de carga.

Se debe considerar los siguientes estados de carga:

- Carga Muerta.
- Carga Viva.
- Sismo en XP.
- Sismo en XN.
- Sismo en YP.
- Sismo en YN.
- Z+.
- Z-.

8.1.7.- Factores sísmicos.

El análisis de los factores sísmicos se detalla en el Capítulo V, en el ítem **5.1.6.**

8.1.8.- Resumen de los factores sísmicos.

$$V_S = \frac{ZxIx C}{R x \emptyset_P x \emptyset_E} x W$$

Tabla 8.24: Resumen de los factores sísmicos

FACTOR	VALOR
Z	(II) 0,25
I	1.00
S	S3 (1.5)
Hn	8.84
Ct	0.08
T	0.410
Cm	2.80
C	2.80
R	10.00
\emptyset_P	0.90
\emptyset_E	1.00

8.1.9.- Corte Basal.

$$V_S = \frac{ZxIx C}{R x \emptyset_P x \emptyset_E} x W$$

$$V_S = \frac{0.25x1x2.80}{10x0.90x1.00} x W$$

$$V_S = 0.0778xW$$

8.1.10.- Espectro de diseño.

El procedimiento de elaboración del espectro de diseño se detalla en el Capítulo V en el literal 5.1.7. Para nuestra estructura el espectro elástico e inelástico es el que se presenta a continuación:

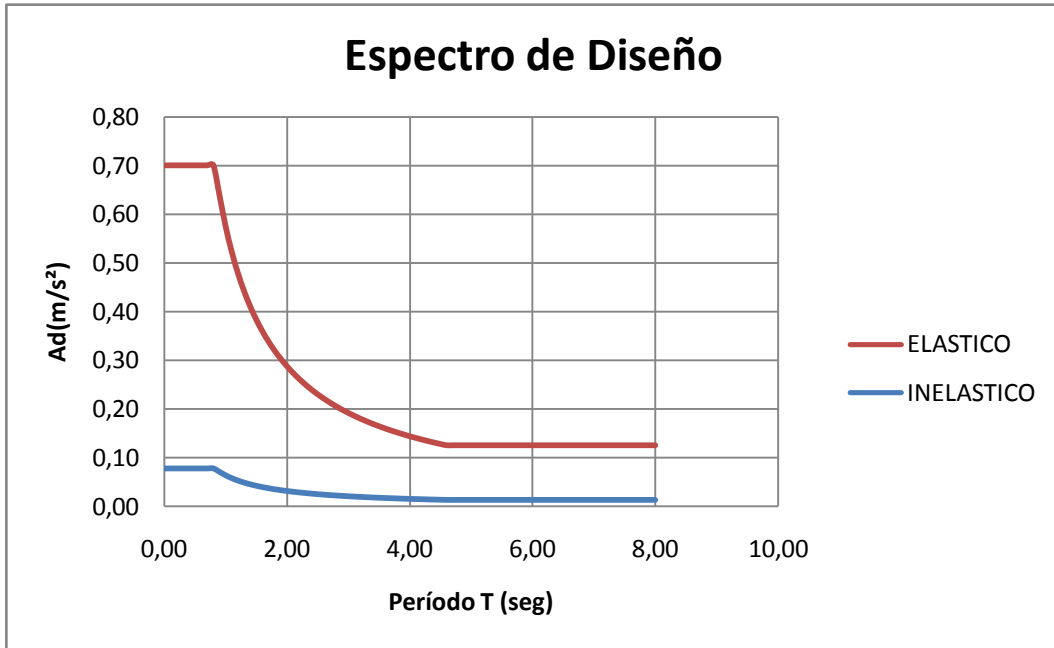


Figura 8.7: Espectro de Diseño

8.1.11.- Definición de Masas.

Se desarrollará las mismas consideraciones que se detallan en el Capítulo V, en el apartado 5.1.8.

8.1.12.- Corrida del Programa.

Una vez desarrollado en modelo en el programa ETABS es importante revisar si los resultados que nos arroja el programa son coherentes y se apegan a la realidad de las condiciones de carga de la estructura, por lo que se considera necesario revisar los diagramas de momentos de carga muerta de una viga para poder seguir con el procedimiento de cálculo de la estructura.

8.1.13.- Verificación de los Resultados Obtenidos.

Las consideraciones de cálculo se describen en el Capítulo V, en el literal 5.1.10.

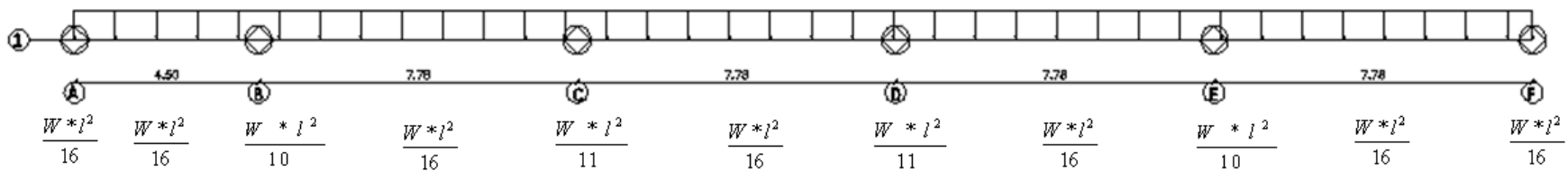


Figura 8.8: Diagrama de momentos de la viga Eje 1.

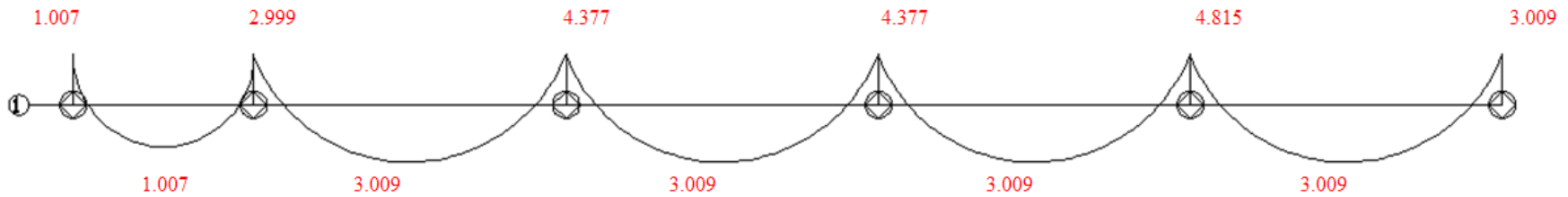


Figura 8.9: Cálculo del método de análisis

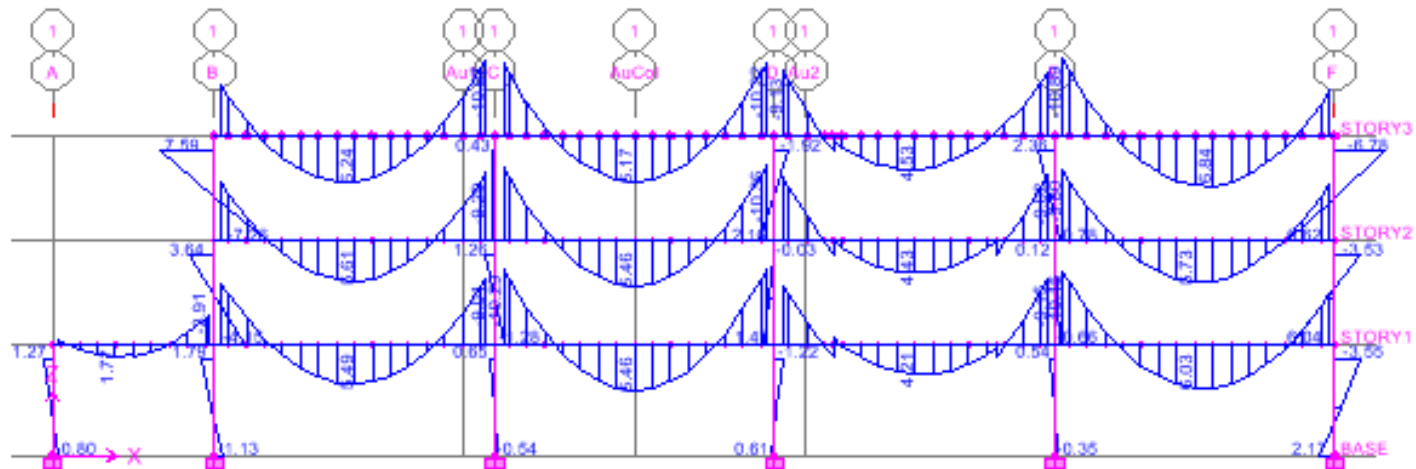


Figura 8.10: Resultados del ETABS

Los valores obtenidos en el programa se asemejan a los valores referenciales por lo que podemos seguir con el desarrollo del proceso de cálculo.

8.1.14.- Primera Corrida.- Valores del predimensionamiento.- se observó el siguiente comportamiento:

Tabla 8.25: Secciones del predimensionamiento

TIPO	COLUMNAS	SECCAS
CT1	C3, D3, F2, F1	30X30
CT2	C2, D2, C1, D1	50X50
CT3	E2, E1	40X40
CT4	B2, B1	35X35
CT5	A2, A1	30X30
CT6	CVOL	30X30

8.1.14.1.- Torsión en Planta.- los resultados que arrojan con estas secciones no satisfacen que los dos primeros modos de vibración sean 100% traslacionales, por lo que calcularemos el centro de masas y rigidez.

8.1.14.2.- Cálculo del Centro de masas.- el desarrollo de este proceso de cálculo se describe en el Capítulo V, en el literal **5.1.11.1.2.**

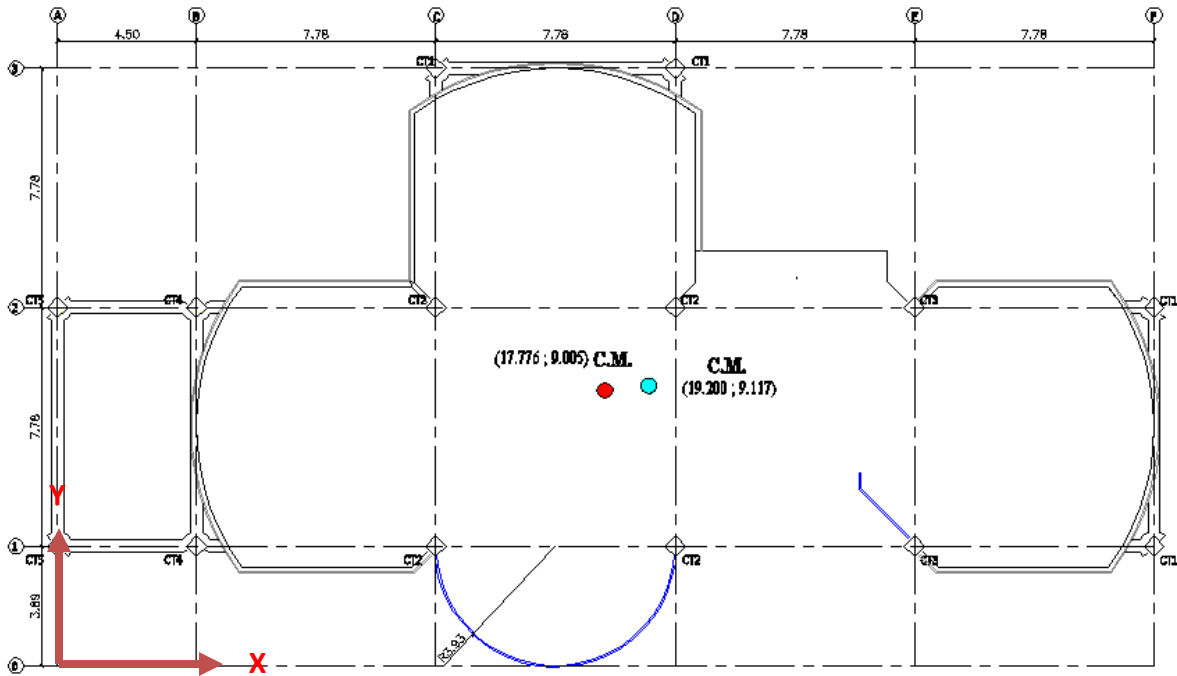


Figura 8.11: Centros de Masas de las Losas N+3.08, N+5.96, N+8.84

8.1.14.3.- Centro de Rigidez.

El centro de rigidez es el lugar geométrico donde al aplicar las fuerzas sísmicas el edificio se desplaza y no rota.

Las consideraciones de cálculo del Centro de Rigidez se describen a detalle en el Capítulo V, en el apartado **5.1.11.1.3.**

8.1.14.3.1.- Secciones del predimensionamiento:

Tabla 8.26: Rigidez de las Columnas en la Losa N+3.08 en Sentido “X”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	30	30	30	30	50	50	50	50	40	40	35	35	30	30	30
h (cm):	30	30	30	30	50	50	50	50	40	40	35	35	30	30	30
I (cm⁴):	67500.00	67500.00	67500.00	67500.00	520833.33	520833.33	520833.33	520833.33	213333.33	213333.33	125052.08	125052.08	67500.00	67500.00	67500.00
t (kg/cm):	6485.08	6485.08	6485.08	6485.08	50039.21	50039.21	50039.21	50039.21	20496.06	20496.06	12014.41	12014.41	6485.08	6485.08	6485.08

Tabla 8.27: Rigidez de las Columnas en la Losa N+3.08 en Sentido “Y”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	30	30	30	30	50	50	50	50	40	40	35	35	30	30	30
h (cm):	30	30	30	30	50	50	50	50	40	40	35	35	30	30	30
I (cm⁴):	67500.00	67500.00	67500.00	67500.00	520833.33	520833.33	520833.33	520833.33	213333.33	213333.33	125052.08	125052.08	67500.00	67500.00	67500.00
t (kg/cm):	6485.08	6485.08	6485.08	6485.08	50039.21	50039.21	50039.21	50039.21	20496.06	20496.06	12014.41	12014.41	6485.08	6485.08	6485.08

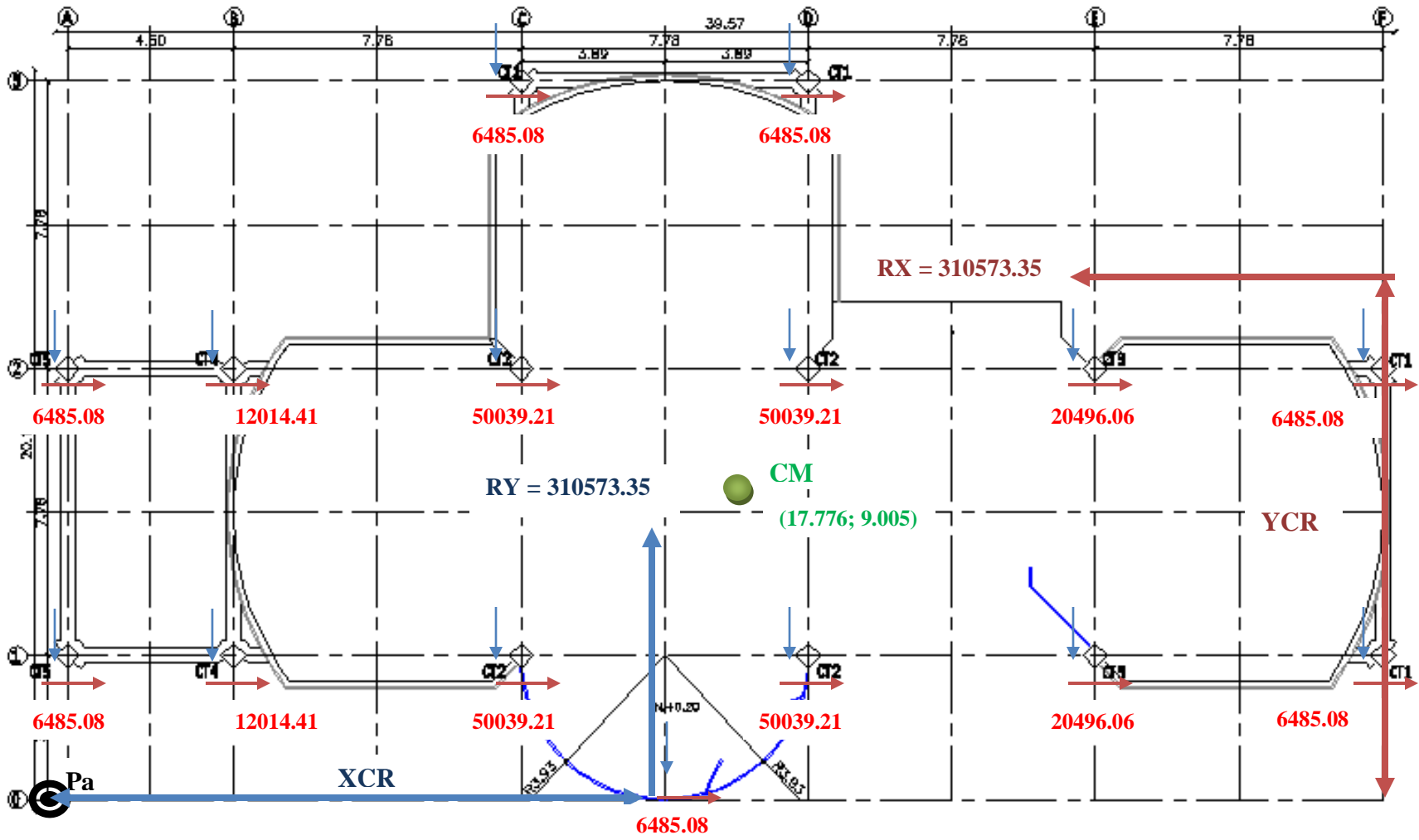


Figura 8.12: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08

8.1.14.3.1.1.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$310573.35 * YCR - (2 * 6485.08 + 20496.06 + 2 * 50039.21 + 12014.41) * 389 - (2 * 6485.08 + 20496.06 + 2 * 50039.21 + 12014.41) * 1167 - (2 * 6485.08) * 1945 = 0$$

$$YCR = 810.491 \text{ cm} = 8.105 \text{ m.}$$

8.1.14.3.1.2.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$310573.35 * XCR - (12014.41 * 2) * 450 - (6485.08 + 2 * 50039.21) * 1228 + (6485.08 + 2 * 50039.21) * 2006 - (2 * 20496.06) * 2784 - (2 * 6485.08) * 3562 - 6485.08 * 1617 = 0$$

$$XCR = 1694.439 \text{ cm} = 16.944 \text{ m.}$$

8.1.14.3.1.3.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.005 - 8.105| = 0.90 \text{ m}$$

8.1.14.3.1.4.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |17.776 - 16.944| = 0.832 \text{ m}$$

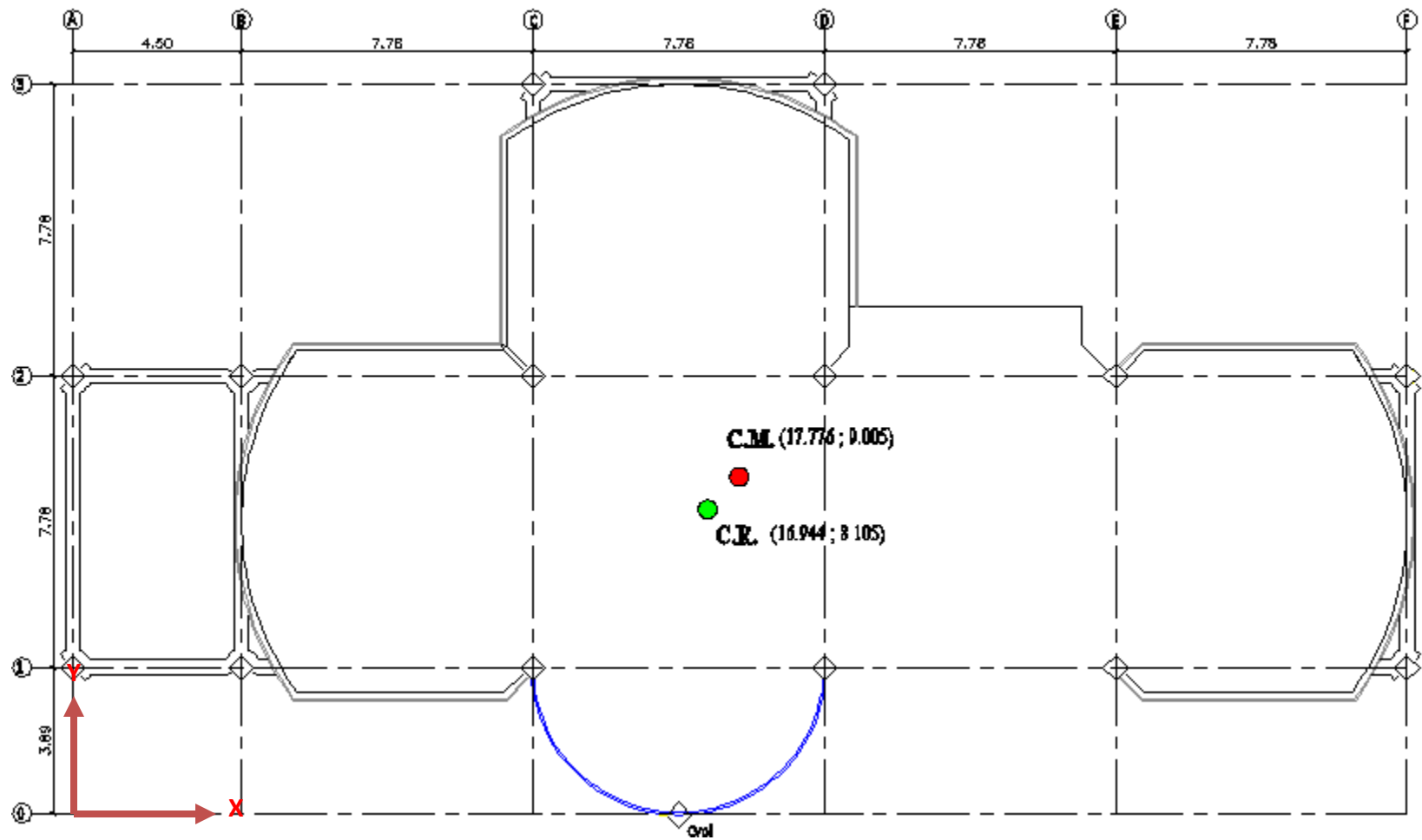


Figura 8.13: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08

Tabla 8.28: Rigidez de las Columnas en las Losas N+5.96, N+8.84 en Sentido “X”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
b (cm):	30	30	30	30	50	50	50	50	40	40	35	35	30
h (cm):	30	30	30	30	50	50	50	50	40	40	35	35	30
I (cm⁴):	67500.00	67500.00	67500.00	67500.00	520833.33	520833.33	520833.33	520833.33	213333.33	213333.33	125052.08	125052.08	67500.00
t (kg/cm):	7932.14	7932.14	7932.14	7932.14	61204.75	61204.75	61204.75	61204.75	25069.47	25069.47	14695.26	14695.26	7932.14

Tabla 8.29: Rigidez de las Columnas en las Losas N+5.96, N+8.84 en Sentido “Y”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
b (cm):	30	30	30	30	50	50	50	50	40	40	35	35	30
h (cm):	30	30	30	30	50	50	50	50	40	40	35	35	30
I (cm⁴):	67500.00	67500.00	67500.00	67500.00	520833.33	520833.33	520833.33	520833.33	213333.33	213333.33	125052.08	125052.08	67500.00
t (kg/cm):	7932.14	7932.14	7932.14	7932.14	61204.75	61204.75	61204.75	61204.75	25069.47	25069.47	14695.26	14695.26	7932.14

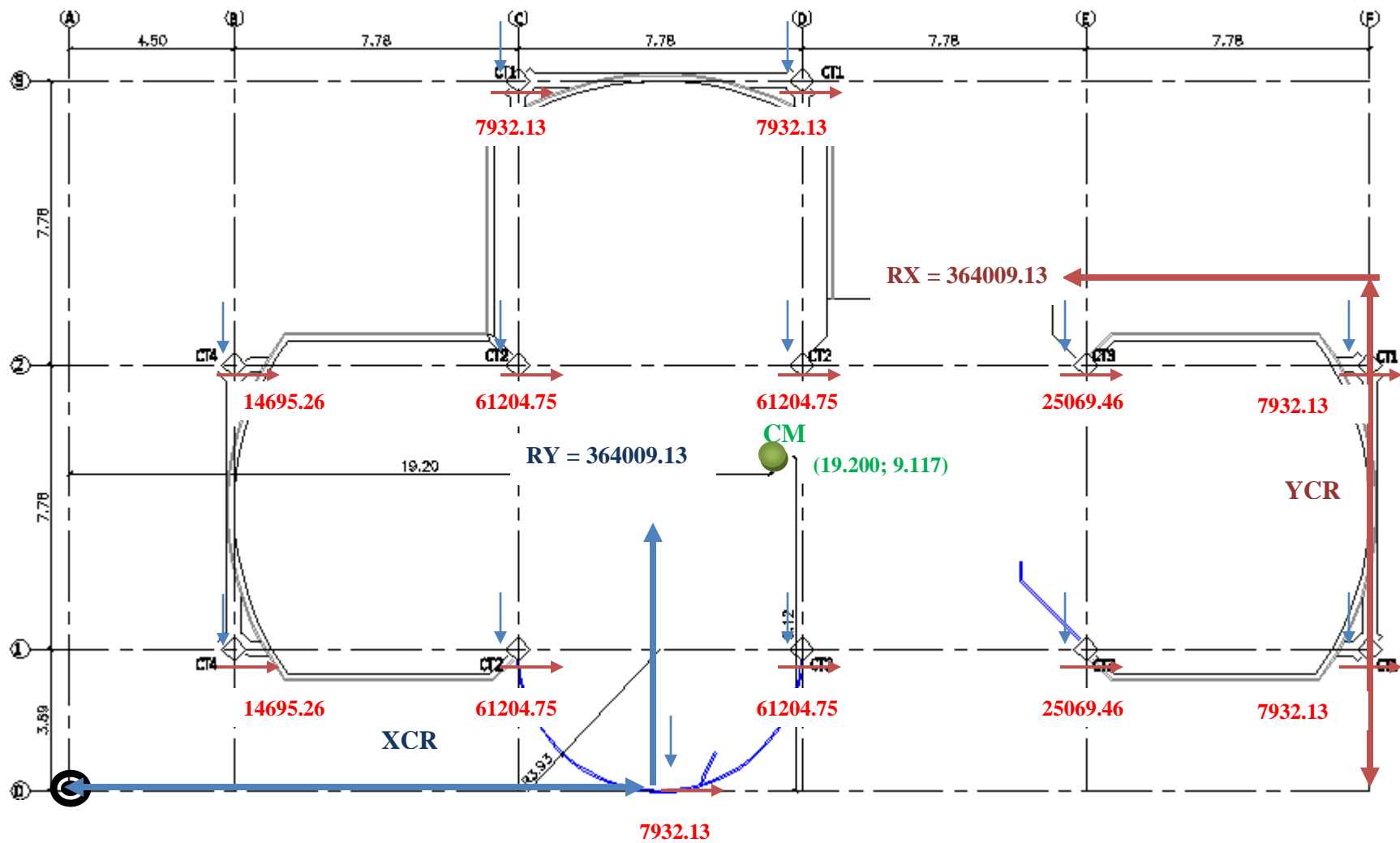


Figura 8.14: Esquema de Rigideces de Columnas en las Losa N+5.96, N+8.84

8.1.14.3.1.5.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$3640009.13 * YCR - (14695.26 + 61204.75 * 2 + 25069.46 + 7932.13) * 389 - (14695.26 + 61204.75 * 2 + 25069.46 + 7932.13) * 1167 - (2 * 7932.13) * 1945 = 0$$

$$YCR = 811.907 \text{ cm} = 8.119 \text{ m.}$$

8.1.14.3.1.6.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$364009.13 * XCR - (14695.26 * 2) * 450 - (2 * 61204.75 + 7932.13) * 1228 + (2 * 61204.75 + 7932.13) * 2006 - (2 * 25069.46) * 2784 - (2 * 7932.13) * 3562 - 7932.14 * 1617 = 0$$

$$XCR = 1768.286 \text{ cm} = 17.683 \text{ m.}$$

8.1.14.3.1.7.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.117 - 8.119| = 0.998 \text{ m}$$

8.1.14.3.1.8.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |19.20 - 17.683| = 1.517 \text{ m}$$

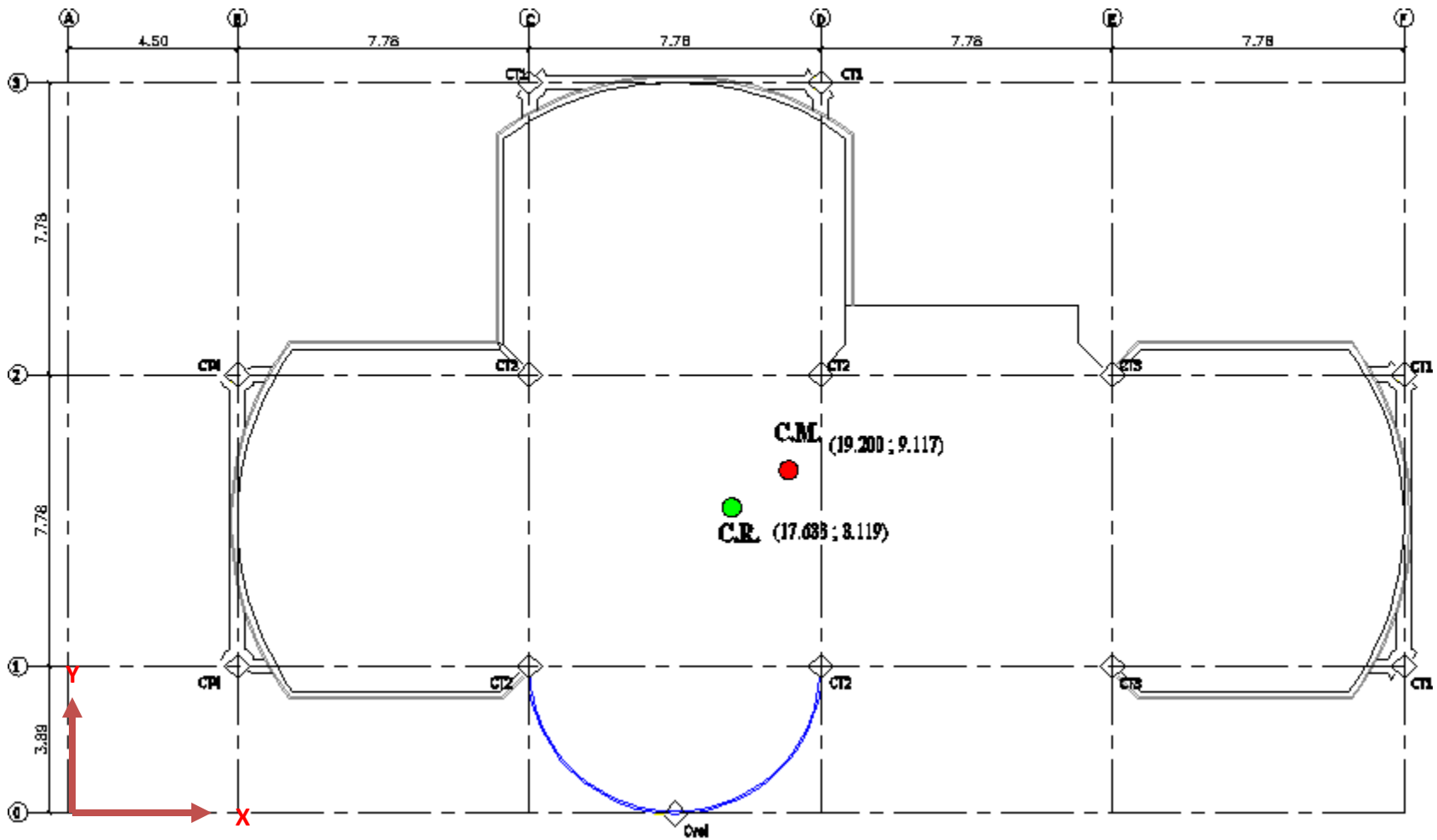


Figura 8.15: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84

8.1.14.3.2.- Traslado del Centro de Rigidez al Centro de Masas.

Tabla 8.30: Rigidez de las Columnas en la Losa N+3.08 en Sentido “X”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	40	40	40	40	60	60	60	60	50	50	40	40	40	40	30
h (cm):	50	50	50	50	60	60	60	60	60	60	40	40	40	40	30
I (cm⁴):	416666.67	416666.67	416666.67	416666.67	1080000.00	1080000.00	1080000.00	1080000.00	900000.00	900000	213333.33	213333.33	213333.33	213333.33	67500.00
t (kg/cm):	40031.37	40031.37	40031.37	40031.37	103761.30	103761.30	103761.30	103761.30	86467.75	86467.75	20496.06	20496.06	20496.06	20496.06	6485.08

Tabla 8.31: Rigidez de las Columnas en la Losa N+3.08 en Sentido “Y”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	50	50	50	50	60	60	60	60	60	60	40	40	40	40	30
h (cm):	40	40	40	40	60	60	60	60	50	50	40	40	40	40	30
I (cm⁴):	266666.67	266666.67	266666.67	266666.67	1080000.00	1080000.00	1080000.00	1080000.00	625000.00	625000	213333.33	213333.33	213333.33	213333.33	67500.00
t (kg/cm):	25620.08	25620.08	25620.08	25620.08	103761.30	103761.30	103761.30	103761.30	60047.05	60047.05	20496.06	20496.06	20496.06	20496.06	6485.08

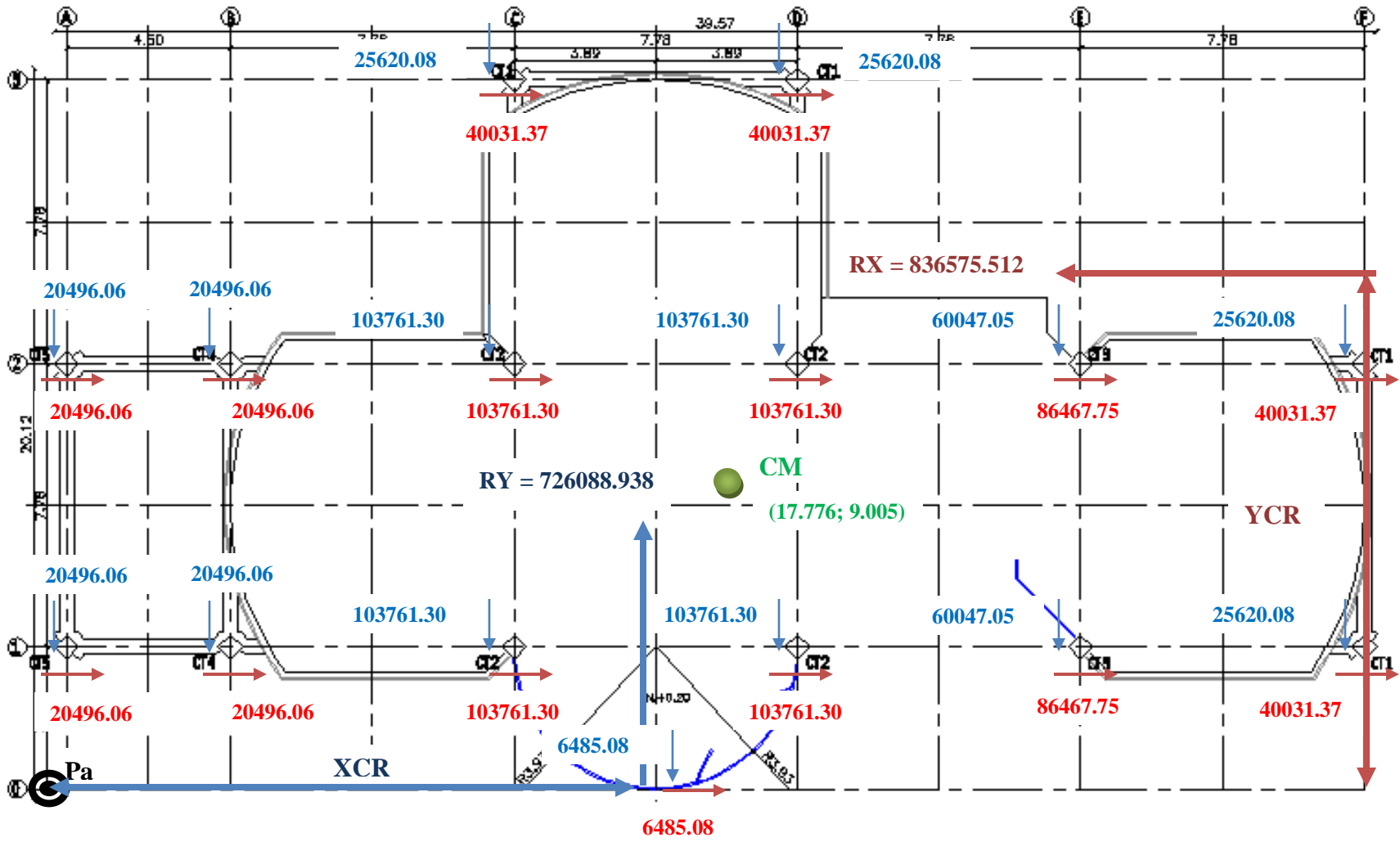


Figura 8.16: Esquema de Rigideces de Columnas en la Losa N+3.08

8.1.14.3.2.1.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$836575.512 * YCR - (2 * 20496.06 + 2 * 103761.30 + 86467.75 + 40031.37) * 389 - (2 * 20496.06 + 2 * 103761.30 + 86467.75 + 40031.37) * 1167 - (2 * 40031.37) * 1945 = 0$$

$$YCR = 883.654 \text{ cm} = 8.837 \text{ m.}$$

8.1.14.3.2.2.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$726088.938 * XCR - (20496.06 * 2) * 450 - (25620.08 + 2 * 103761.30) * 1228 + (25620.08 + 2 * 103761.30) * 2006 - (2 * 60047.05) * 2784 - (2 * 25620.08) * 3562 - 6485.08 * 1617 = 0$$

$$XCR = 1790.105 \text{ cm} = 17.901 \text{ m.}$$

8.1.14.3.2.3.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.005 - 8.837| = 0.168 \text{ m}$$

8.1.14.3.2.4.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |17.776 - 17.901| = 0.125 \text{ m}$$

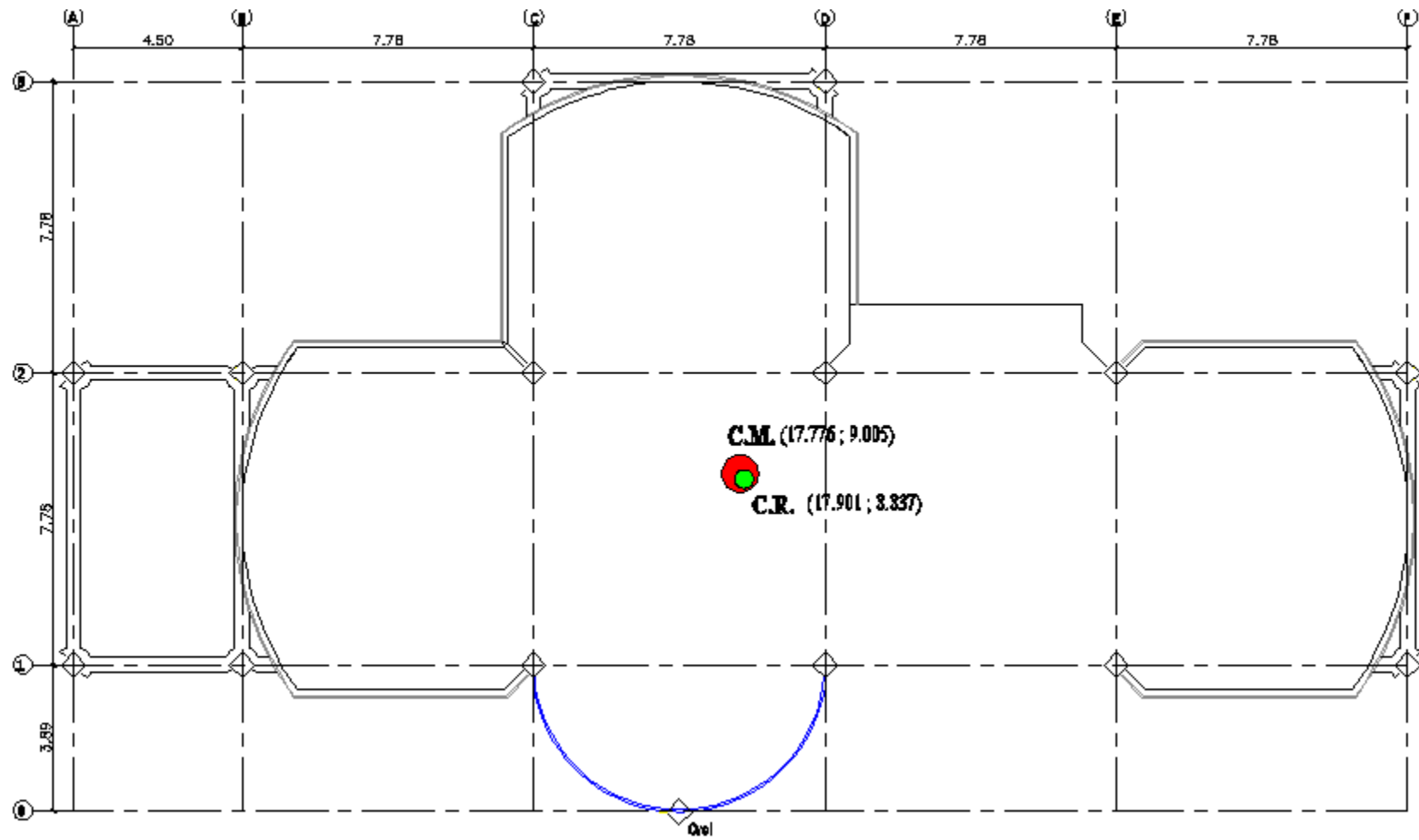


Figura 8.17: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08

Tabla 8.32: Rigidez de las Columnas en las Losas N+5.96, N+8.84 en Sentido “X”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
b (cm):	40	40	40	40	60	60	60	60	50	50	40	40	30
h (cm):	50	50	50	50	60	60	60	60	60	60	40	40	30
I (cm⁴):	416666.67	416666.67	416666.67	416666.67	1080000.00	1080000.00	1080000.00	1080000.00	900000.00	900000	213333.33	213333.33	67500.00
t (kg/cm):	48963.80	48963.80	48963.80	48963.80	126914.17	126914.17	126914.17	126914.17	105761.81	105761.81	25069.47	25069.47	7932.14

Tabla 8.33: Rigidez de las Columnas en las Losas N+5.96, N+8.84 en Sentido “Y”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
b (cm):	50	50	50	50	60	60	60	60	60	60	40	40	30
h (cm):	40	40	40	40	60	60	60	60	50	50	40	40	30
I (cm⁴):	266666.67	266666.67	266666.67	266666.67	1080000.00	1080000.00	1080000.00	1080000.00	625000.00	625000	213333.33	213333.33	67500.00
t (kg/cm):	31336.83	31336.83	31336.83	31336.83	126914.17	126914.17	126914.17	126914.17	73445.70	73445.70	25069.47	25069.47	7932.14

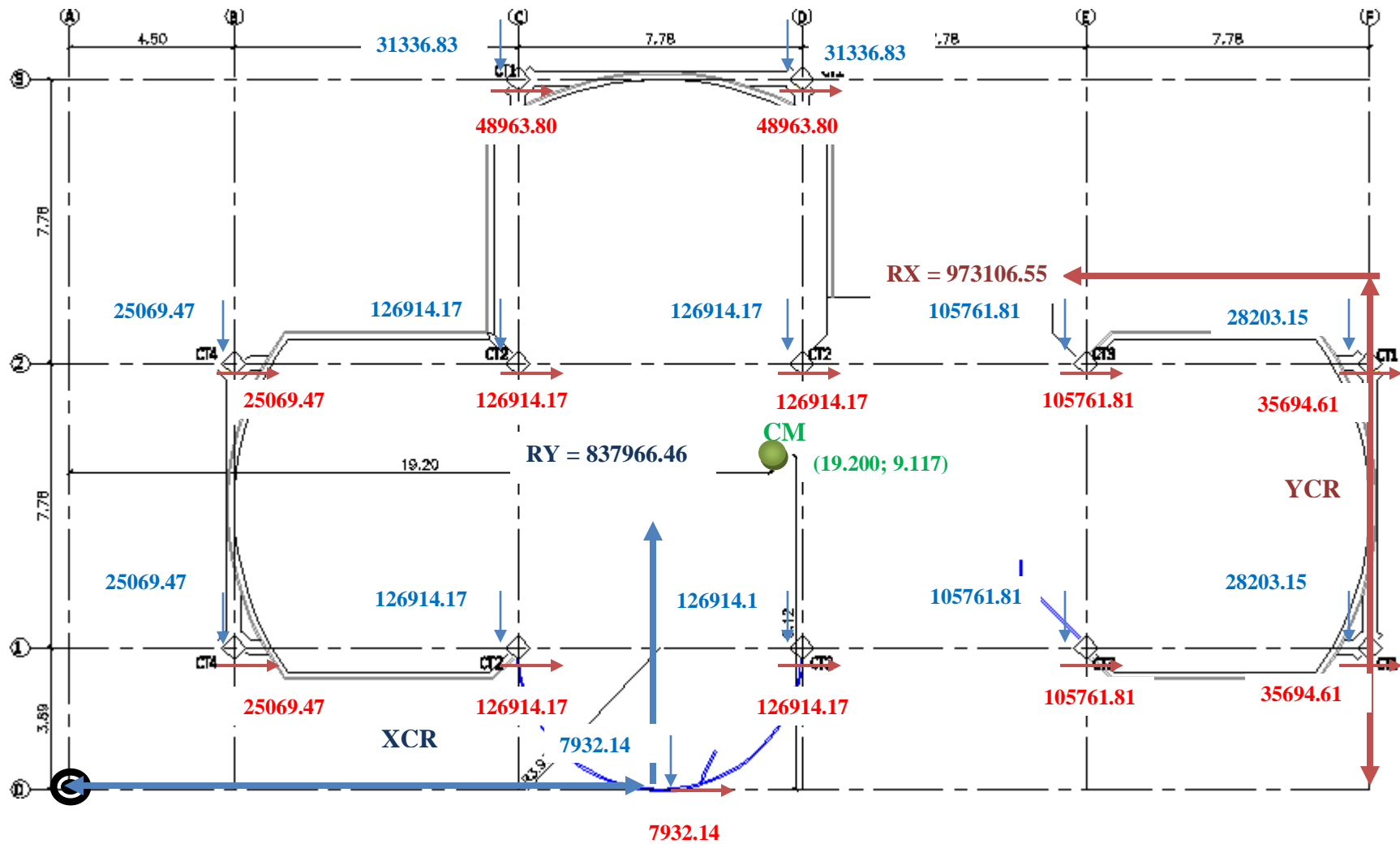


Figura 8.18: Esquema de Rigideces de Columnas en las Losas N+5.96, N+8.84

8.1.14.3.2.5.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$973106.55 * YCR - (25069.47 + 2 * 126914.17 + 105761.81 + 35694.61) * 389 - (25069.47 + 2 * 126914.17 + 105761.81 + 35694.61) * 1167 - (2 * 48963.80) * 1945 = 0$$

$$YCR = 889.098 \text{ cm} = 8.891 \text{ m.}$$

8.1.14.3.2.6.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$837966.46 * XCR - (25069.47 * 2) * 450 - (2 * 126914.17 + 31336.83) * 1228 + (2 * 126914.17 + 31336.83) * 2006 - (2 * 105761.81) * 2784 - (2 * 28203.15) * 3562 - 7932.14 * 1617 = 0$$

$$XCR = 1897.215 \text{ cm} = 18.972 \text{ m.}$$

8.1.14.3.2.7.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.117 - 8.891| = 0.226 \text{ m}$$

8.1.14.3.2.8.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |19.20 - 18.972| = 0.228 \text{ m}$$

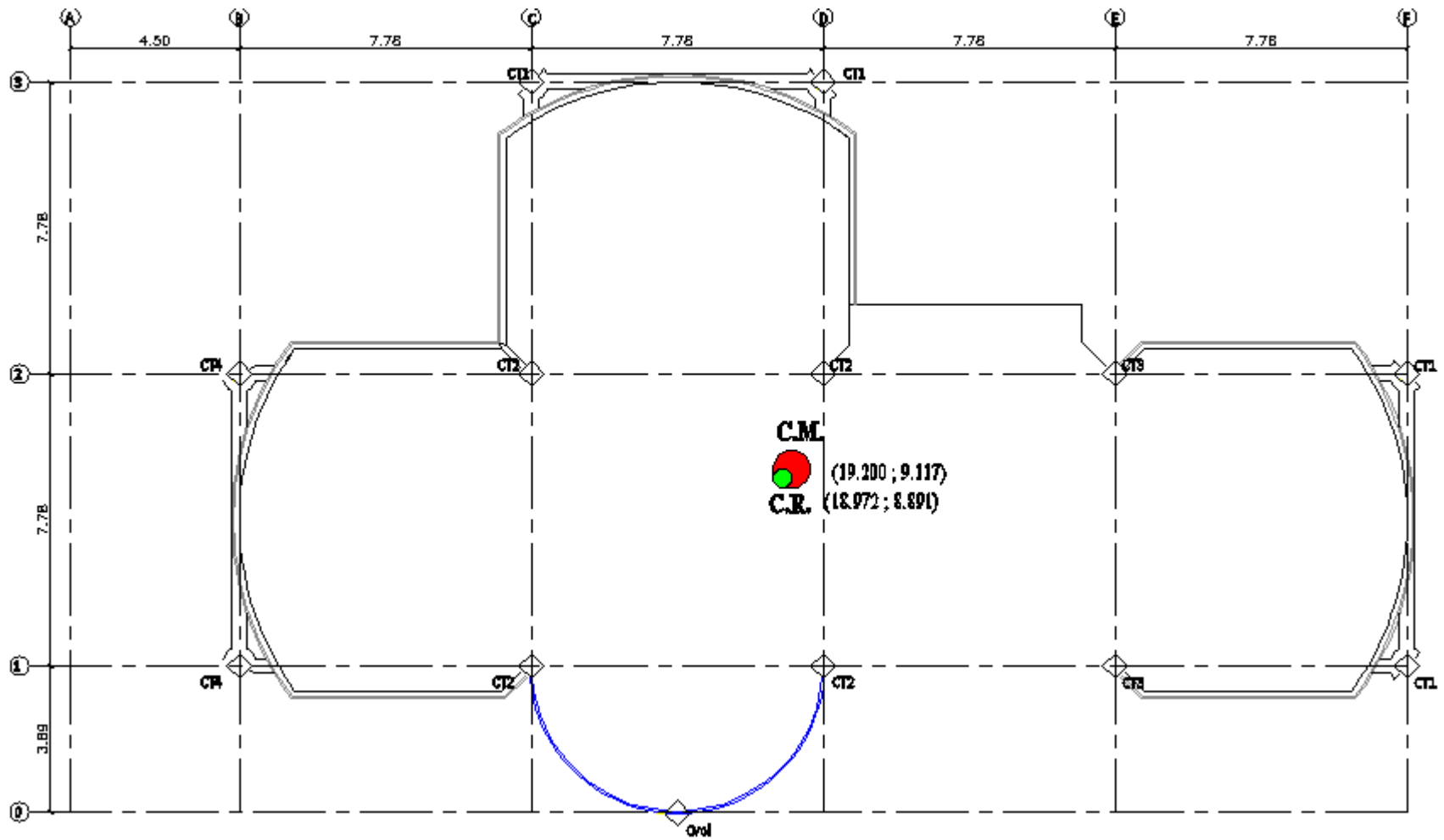


Figura 8.19: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84

8.1.15.- Segunda Corrida.- realizamos una nueva corrida con las nuevas secciones que nos dio del cálculo del centro de rigidez:

Tabla 8.34: Secciones del Cálculo del Centro de Rigidez

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	40	40	40	40	60	60	60	60	50	50	40	40	40	40	30
h (cm):	50	50	50	50	60	60	60	60	60	60	40	40	40	40	30

Con estas secciones logramos controlar un poco la torsión en planta pero es necesario seguir mejorando las secciones de los elementos estructurales debido a que debemos llegar a obtener el primer y segundo modo de vibración traslacionales y el tercer modo de vibración rotacional; para lo cual desarrollaremos una nueva corrida cambiando las secciones de las columnas.

8.1.16.- Tercera Corrida.- para rigidizar los pórticos aumentaremos las secciones de las columnas y las vigas:

Tabla 8.35: Secciones de la rigidización de pórticos

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
b (cm):	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	50	50	40	40	40
h (cm):	70	70	70	70	60	60	60	60	70	70	60	60	40	40	40
Vigas	A	B	C	D	E	F	1	2	3	VS	Vvol	Vesc			
b (cm):	40	40	40	40	40	40	40	40	40	30	40	40			
h (cm):	50	60	50	50	50	60	60	60	60	50	40	40			

Con estas secciones logramos obtener que nuestro modelo estructural que posea el primer y segundo modo de vibración traslacional y el tercer rotacional.

8.2.- Diseño con Columnas Circulares.

8.2.1.- Diseño de la Cimentación.

Se desarrolló el mismo procedimiento de cálculo que se detalla en el apartado 5.1.1.

8.2.2.- Diseño de Elementos Estructurales.

8.2.2.1.- Diseño de Viguetas.

El procedimiento de cálculo se detalla en el literal **8.1.2.1.**

8.2.2.2.- Losas.

Las consideraciones de cálculo se encuentran en el apartado **8.1.2.2.**

8.2.2.3.- Vigas.

El predimensionamiento de vigas lo detallamos en el literal **8.1.2.3.**

8.2.2.4.- Columnas.

Para el predimensionamiento de las columnas se define la carga muerta, considerando los siguientes elementos:

Tabla 8.36: Carga Muerta Considerada para el Predimensionamiento de Columnas

DEFINICIÓN DE CARGA MUERTA:	
ELEMENTOS:	PESO (T/m ²)
VIGUETAS:	0.019
ENTABLADO:	0.030
CIELO RASO:	0.050
PAREDES:	0.200
ACABADOS:	0.090
COLUMNAS:	0.100
VIGAS	0.100
C.M.	0.589

La carga viva es de **0.250 T/m²** para oficinas.

Por lo que la carga de servicio es igual a la suma de la carga muerta y la carga viva.

$$CS = CM + CV$$

$$CS = 0.589 + 0.250$$

$$CS = 0.839 T/m^2$$

Es muy importante tomar en cuenta el número de pisos ya que existen columnas que solo llegan al nivel N+3.08 (CT5).

Tabla 8.37: Predimensionamiento de Columnas

TIPO	COLUMNAS	ÁREAS	A.COOPER	P	Ag=20P	SEC.CIR	DIÁMETRO
CT1	C3, D3, F2, F1	3.89*3.89	15.132	38.097	761.931	31.147	35
CT2	C2, D2, C1, D1	7.78*3.89+3.89*3.89	45.396	114.290	2285.794	53.948	55
CT3	E2, E1	7.78*3.89	30.264	76.193	1523.863	44.048	45
CT4	B2, B1	3.89*2.25+3.89*3.89	23.885	60.132	1202.637	39.131	40
CT5	A2, A1	2.25*3.89	8.753	7.345	146.902	13.676	35
							SEC.MIN

8.2.3.- Análisis de Cargas en Losas.

El análisis de cargas se lo debe hacer piso a piso y se debe realizar las mismas consideraciones de cálculo descritas en el apartado **8.1.3.**

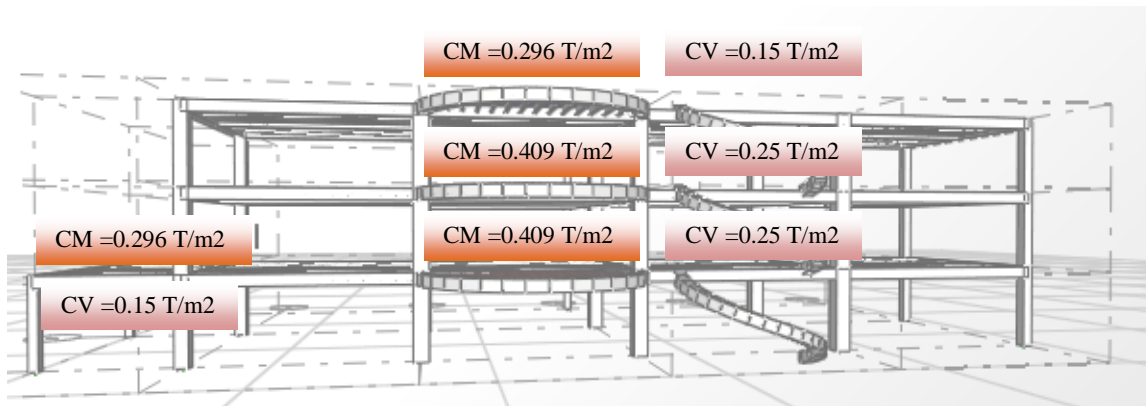


Figura 8.20: Análisis de Cargas en las Losas

8.2.4.- Análisis de Cargas en la Escalera.

Se considera los mismos aspectos descritos en el literal **8.1.4.**

8.2.5.- Componentes Verticales del Sismo de Diseño.

Aplicamos las mismas consideraciones de cálculo establecidos en el ítem **8.1.5.**

8.2.6.- Estados de carga.

Se debe considerar los siguientes estados de carga:

- Carga Muerta.
- Carga Viva.
- Sismo en XP.
- Sismo en XN.
- Sismo en YP.
- Sismo en YN.
- Z+.

- Z-

8.2.7.- Factores Sísmicos.

Se aplicaron los mismos factores sísmicos que se encuentran descritos en el apartado

8.1.7.

8.2.8.- Resumen de los Factores Sísmicos.

$$V_S = \frac{ZxIx C}{R x \emptyset_P x \emptyset_E} x W$$

Tabla 8.38: Resumen de los factores sísmicos

FACTOR	VALOR
Z	(II) 0,25
I	1.00
S	S3 (1.5)
Hn	8.84
Ct	0.08
T	0.410
Cm	2.80
C	2.80
R	10.00
\emptyset_P	0.90
\emptyset_E	1.00

8.2.9.- Corte Basal.

$$V_S = \frac{ZxIx C}{R x \emptyset_P x \emptyset_E} x W$$

$$V_S = \frac{0.25x1x2.80}{10x0.90x1.00} x W$$

$$V_S = 0.0778xW$$

8.2.10.- Espectro de Diseño.

Se aplicará el mismo espectro de diseño que se detalla en el literal **8.1.10.**

8.2.11.- Definición de Masas.

La definición de masas se encuentra explicada en el ítem **8.1.11.**

8.2.12.- Corrida del programa.

Una vez desarrollado en modelo en el programa ETABS es importante revisar si los resultados que nos arroja el programa son coherentes y se apegan a la realidad de las condiciones de carga de la estructura, por lo que se considera necesario revisar los diagramas de momentos de carga muerta de una viga para poder seguir con el procedimiento de cálculo de la estructura.

8.2.13.- Verificación de los Resultados Obtenidos.

Se desarrollan las mismas consideraciones de cálculo para verificar los resultados obtenidos por ETABS, explicados en el apartado **8.1.13.**

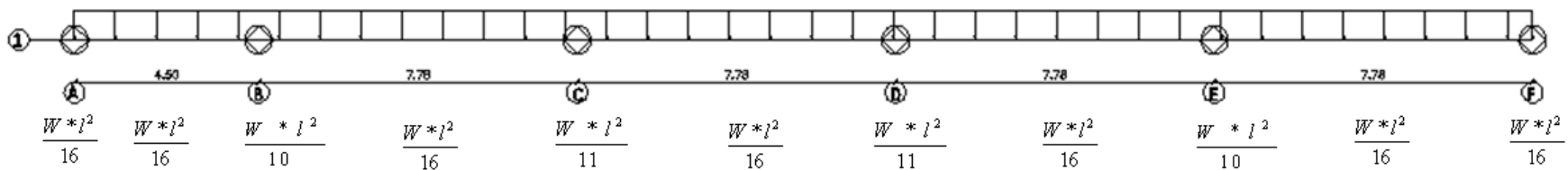


Figura 8.21: Diagrama de momentos de la viga Eje 1.

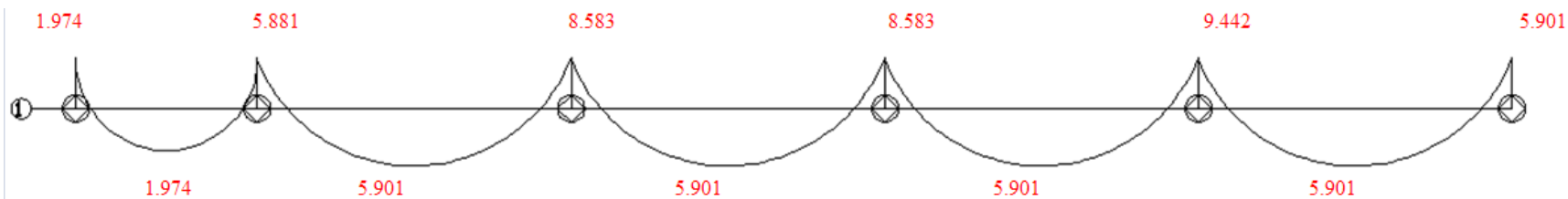


Figura 8.22: Cálculo del método de análisis

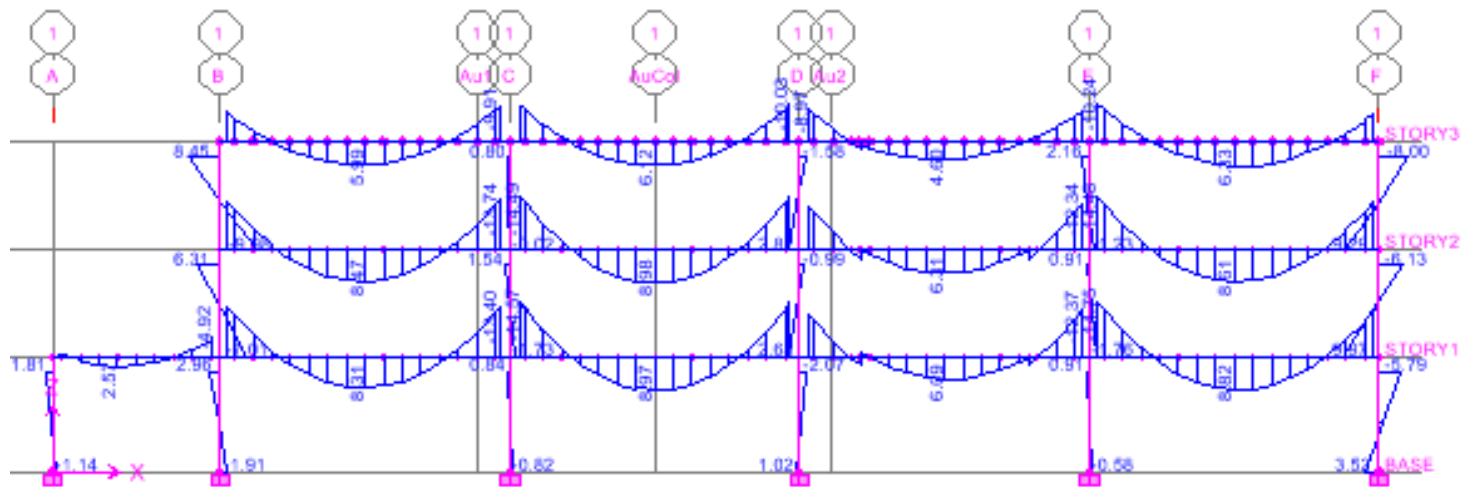


Figura 8.23: Resultados del ETABS

Los valores obtenidos en el programa se asemejan a los valores referenciales por lo que podemos seguir con el desarrollo del proceso de cálculo.

8.2.14.- Primera Corrida.- Valores del predimensionamiento.- se observó el siguiente comportamiento:

Tabla 8.39: Secciones del Predimensionamiento

TIPO	COLUMNAS	DIÁMETRO
CT1	C3, D3, F2, F1	35
CT2	C2, D2, C1, D1	55
CT3	E2, E1	45
CT4	B2, B1	40
CT5	A2, A1	35
CT6	CVOL	35

8.2.14.1.- Torsión en Planta.- en el primer y segundo modo de vibración se presenta que no son totalmente traslacionales, por tal motivo vamos a calcular el centro de masas y rigidez para ayudar a que la estructura baje su período de vibración y logremos obtener que los dos primeros modos de vibración sean traslacionales y el tercer rotacional.

8.2.14.1.1.- Cálculo del Centro de masas.- el proceso de cálculo se muestra en el literal

8.1.14.2.

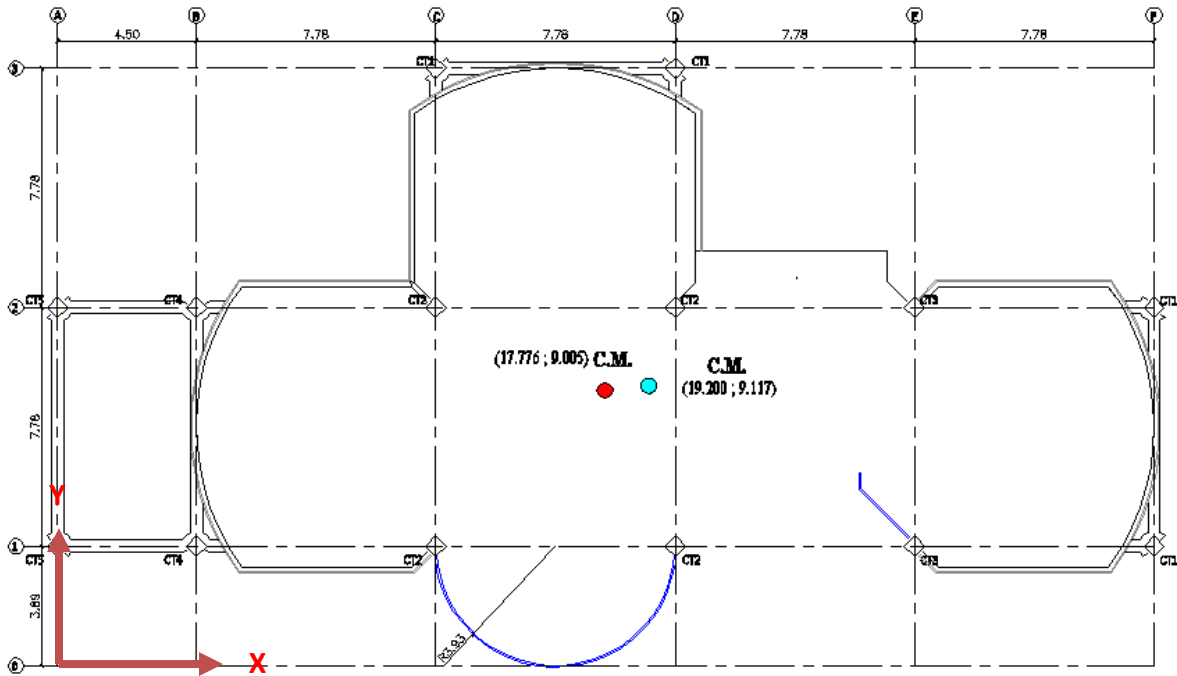


Figura 8.24: Centros de Masas de las Losas N+3.08, N+5.96, N+8.84

8.2.14.1.2.- Centro de Rigidez.

Las consideraciones del proceso de cálculo se detallan en el ítem **8.1.14.3.**

8.2.14.1.2.1.- Secciones del predimensionamiento.

Tabla 8.40: Rigidez de las Columnas en la Losa N+3.08 en el Sentido “X” y “Y”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
D (cm):	35	35	35	35	55	55	55	55	45	45	40	40	35	35	35
I (cm⁴):	73661.76	73661.76	73661.76	73661.76	449180.25	449180.25	449180.25	449180.25	201288.96	201288.96	125663.71	125663.71	73661.76	73661.76	73661.76
t (kg/cm):	7077.07	7077.07	7077.07	7077.07	43155.12	43155.12	43155.12	43155.12	19338.89	19338.89	12073.18	12073.18	7077.07	7077.07	7077.07

8.2.14.1.2.2.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$284984.134 * YCR - (2 * 7077.07 + 12073.18 + 2 * 43155.12 + 19338.89) * 389 - (2 * 7077.07 + 12073.18 + 2 * 43155.12 + 19338.89) * 1167 - (2 * 7077.07) * 1945 = 0$$

$$YCR = 816.640 \text{ cm} = 8.166 \text{ m.}$$

8.2.14.1.2.3.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”:

$$\sum MPa = 0$$

$$284984.134 * XCR - (12073.18 * 2) * 450 - (2 * 43155.12 + 7077.07) * 1228 + (2 * 43155.12 + 7077.07) * 2006 - (2 * 19338.89) * 2784 - (2 * 7077.07) * 3562 - 7077.07 * 1617 = 0$$

$$XCR = 1692.796 \text{ cm} = 16.928 \text{ m.}$$

8.2.14.1.2.4.- Cálculo de “ e_y ”:

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.005 - 8.166| = 0.839 \text{ m}$$

8.2.14.1.2.5.- Cálculo de “ e_x ”:

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |17.776 - 16.928| = 0.848 \text{ m}$$

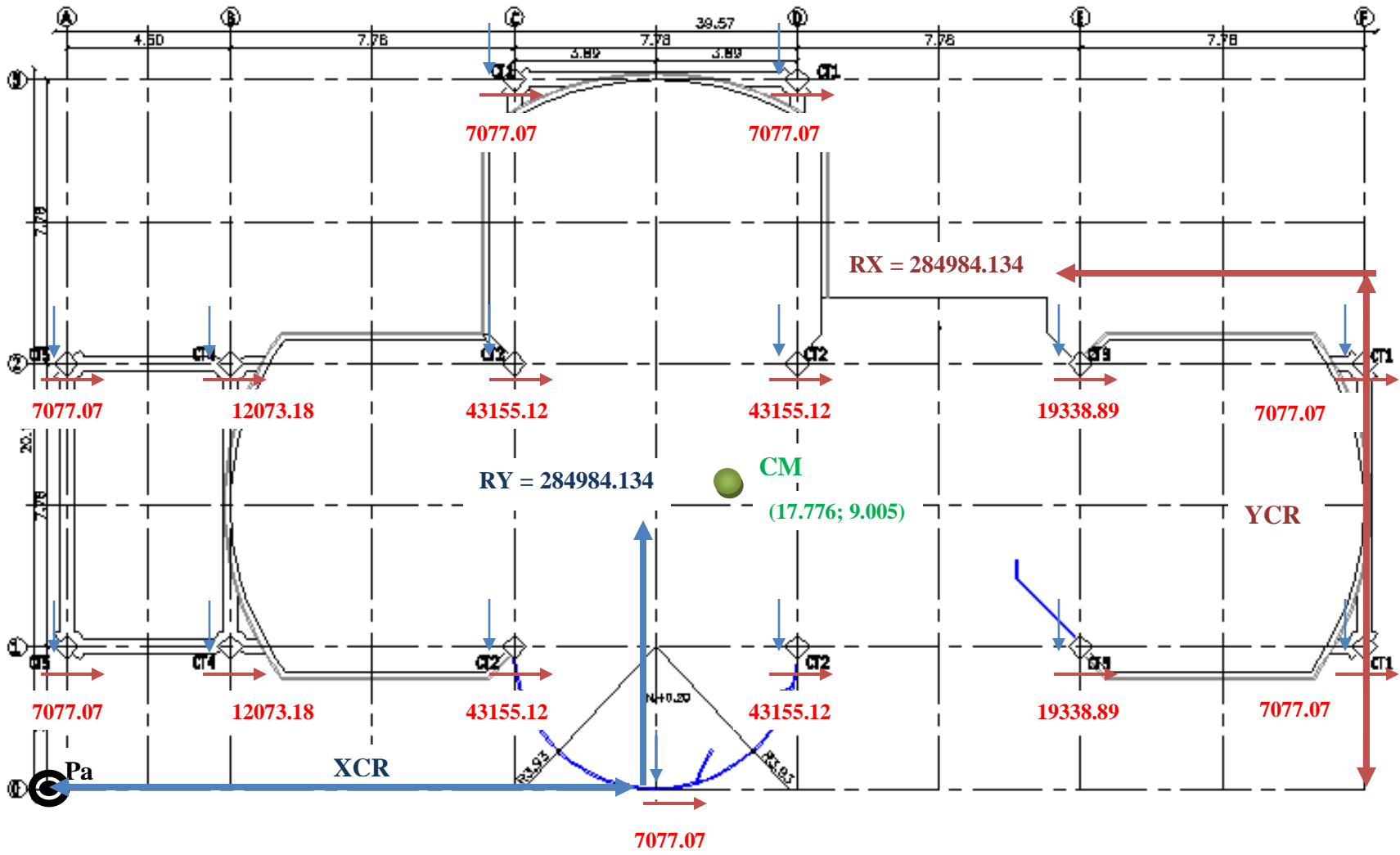


Figura 8.25: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08.

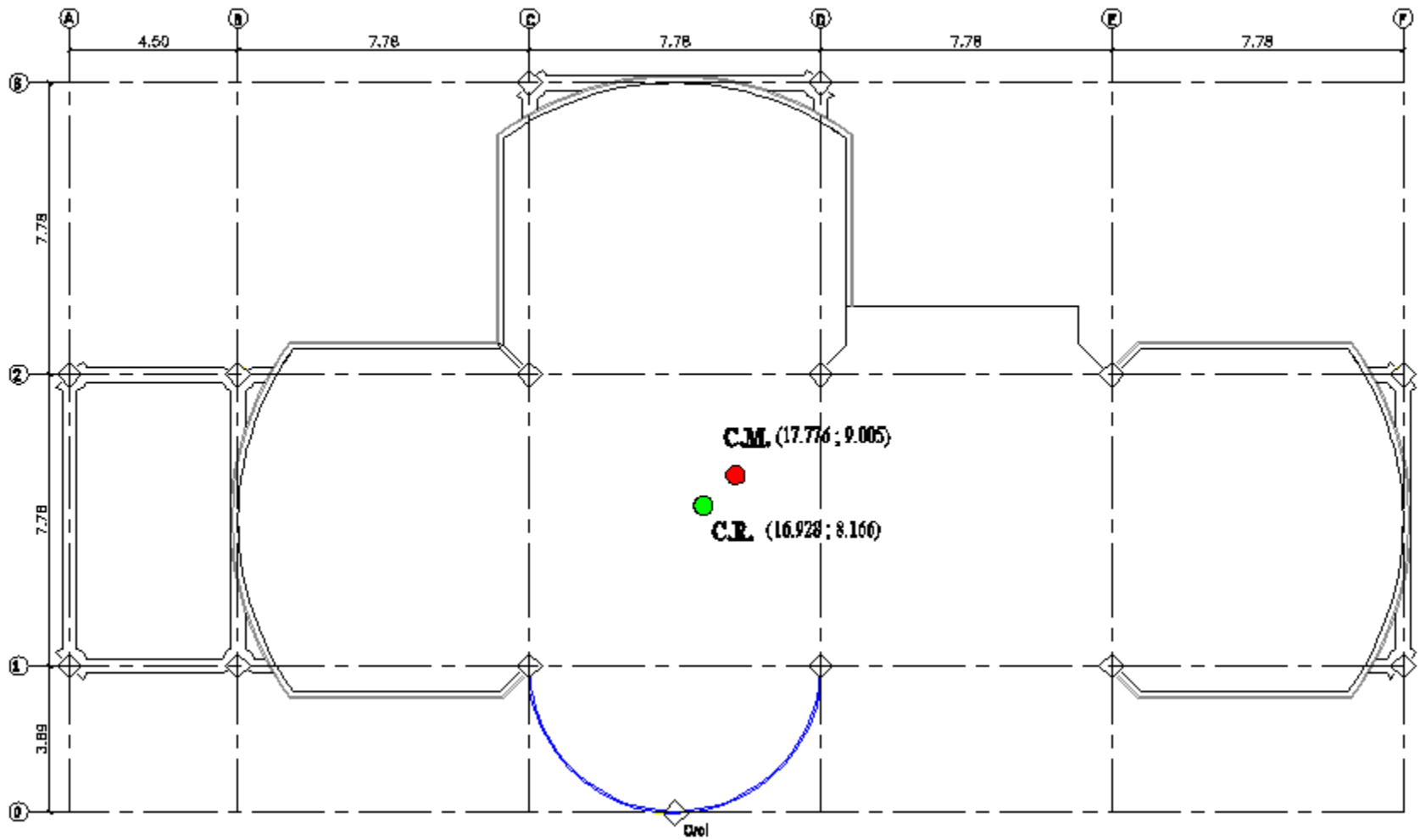


Figura 8.26: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08

Tabla 8.41: Rigidez de la Columnas de las Losas N+5.96, N+8.84 en Sentido “X” y “Y”

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
b (cm):	35	35	35	35	55	55	55	55	45	45	40	40	35
I (cm⁴):	73661.757	73661.757	73661.757	73661.757	449180.254	449180.254	449180.254	449180.254	201288.959	201288.959	125663.706	125663.706	73661.757
t (kg/cm):	8656.223	8656.223	8656.223	8656.223	52784.572	52784.572	52784.572	52784.572	23654.093	23654.093	14767.134	14767.134	8656.223

8.2.14.1.2.6.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$331261.86 * YCR - (14767.134 + 2 * 52784.572 + 23654.093 + 8656.223) * 389 - (14767.134 + 2 * 52784.572 + 23654.093 + 8656.223) * 1167 - (2 * 8656.223) * 1945 = 0$$

$$YCR = 818.660 \text{ cm} = 8.187 \text{ m.}$$

8.2.14.1.2.7.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$331261.86 * XCR - (14767.134 * 2) * 450 - (2 * 52784.572 + 8656.223) * 1228 + (2 * 52784.572 + 8656.223) * 2006 - (2 * 23654.093) * 2784 - (2 * 8656.223) * 3562 - 8656.223 * 1617 = 0$$

$$**XCR = 1781.265 cm = 17.813 m.**$$

8.2.14.1.2.8.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.117 - 8.187| = 0.930 m$$

8.2.14.1.2.9.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |19.20 - 17.813| = 1.387 m$$

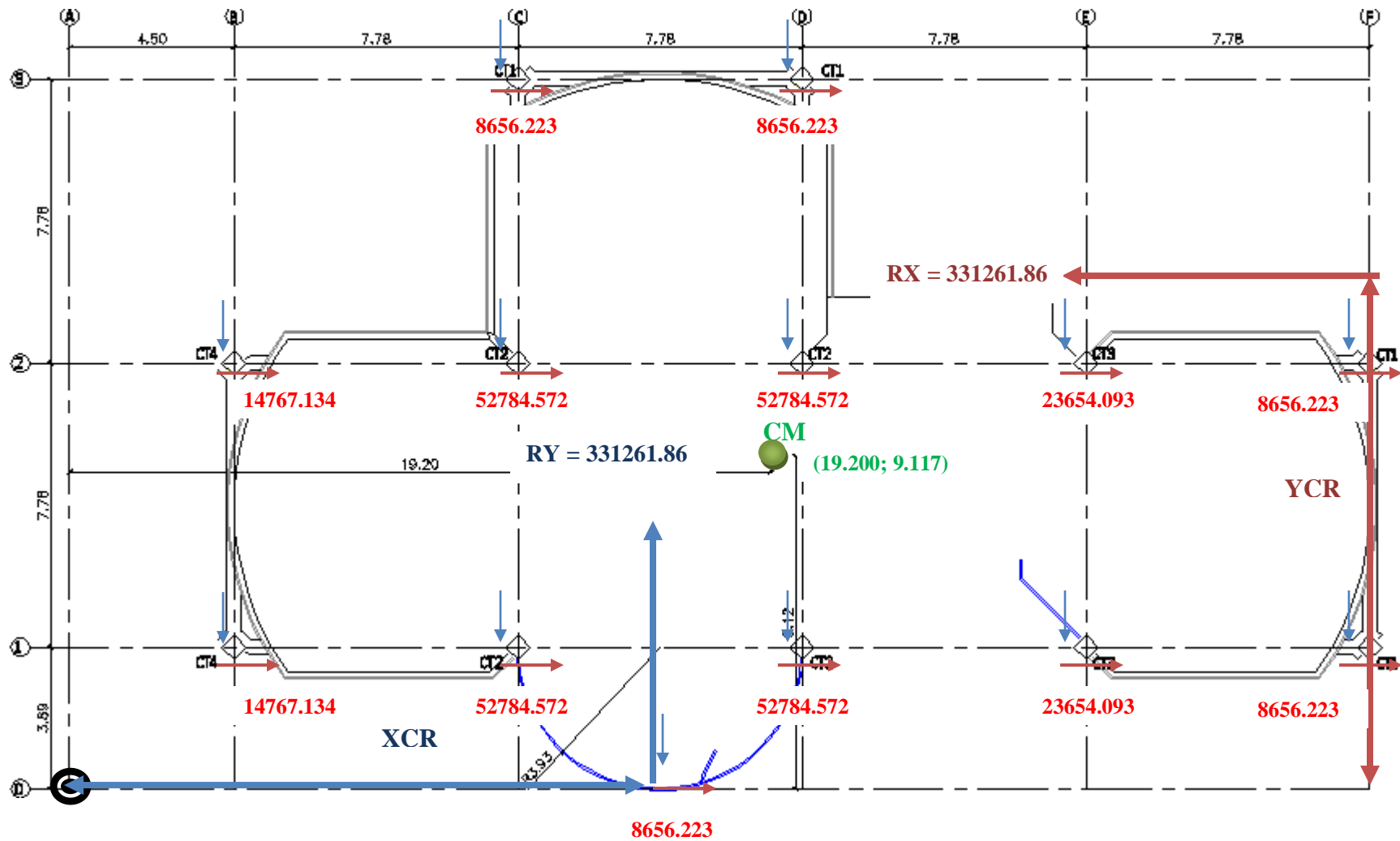


Figura 8.27: Esquema de Rigideces de Columnas Losas N+5.96, N+8.84

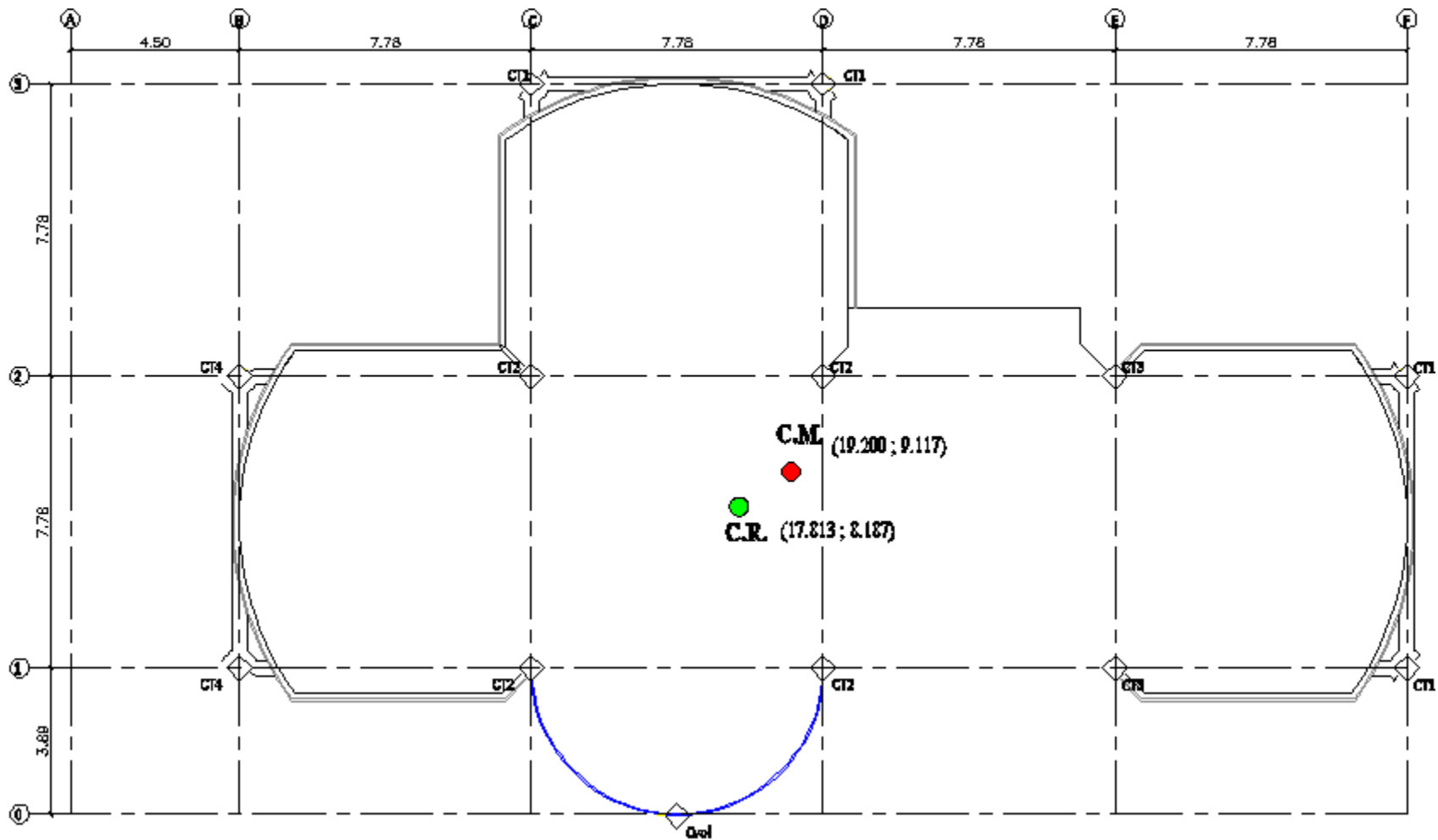


Figura 8.28: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84

8.2.14.1.2.10.- Traslado del Centro de Rigidez al Centro de Masas.

Tabla 8.42: Rigidez de Columnas de la Losa N+3.08 Sentido “X” y “Y”.

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
D (cm):	40	40	40	40	70	70	60	60	60	60	40	40	45	45	35
I (cm⁴):	125663.71	125663.71	125663.71	125663.71	1178588.12	1178588.12	636172.51	636172.51	636172.51	636172.51	125663.71	125663.71	201288.96	201288.96	73661.76
t (kg/cm):	12073.18	12073.18	12073.18	12073.18	113233.19	113233.19	61120.45	61120.45	61120.45	61120.45	12073.18	12073.18	19338.89	19338.89	7077.07

8.2.14.1.2.11.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$589142.099 * YCR - (19338.89 + 2 * 12073.17 + 3 * 61120.45) * 389 - (19338.89 + 2 * 12073.17 + 3 * 61120.45) * 1167 - (2 * 12073.17) * 1945 = 0$$

$$YCR = 885.303 \text{ cm} = 8.853 \text{ m.}$$

8.2.14.1.2.12.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$589142.099 * XCR - (12073.17 * 2) * 450 - (61120.45 + 113222.19 + 12073.17) * 1228 + (61120.45 + 113222.19 + 12073.17) * 2006 - (2 * 61120.45) * 2784 - (2 * 12073.17) * 3562 - 7077.07 * 1617 = 0$$

$$**XCR = 1784.870 cm = 17.849 m.**$$

8.2.14.1.2.13.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.005 - 8.853| = 0.152 m$$

8.2.14.1.2.14.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |17.776 - 17.849| = 0.073 m$$

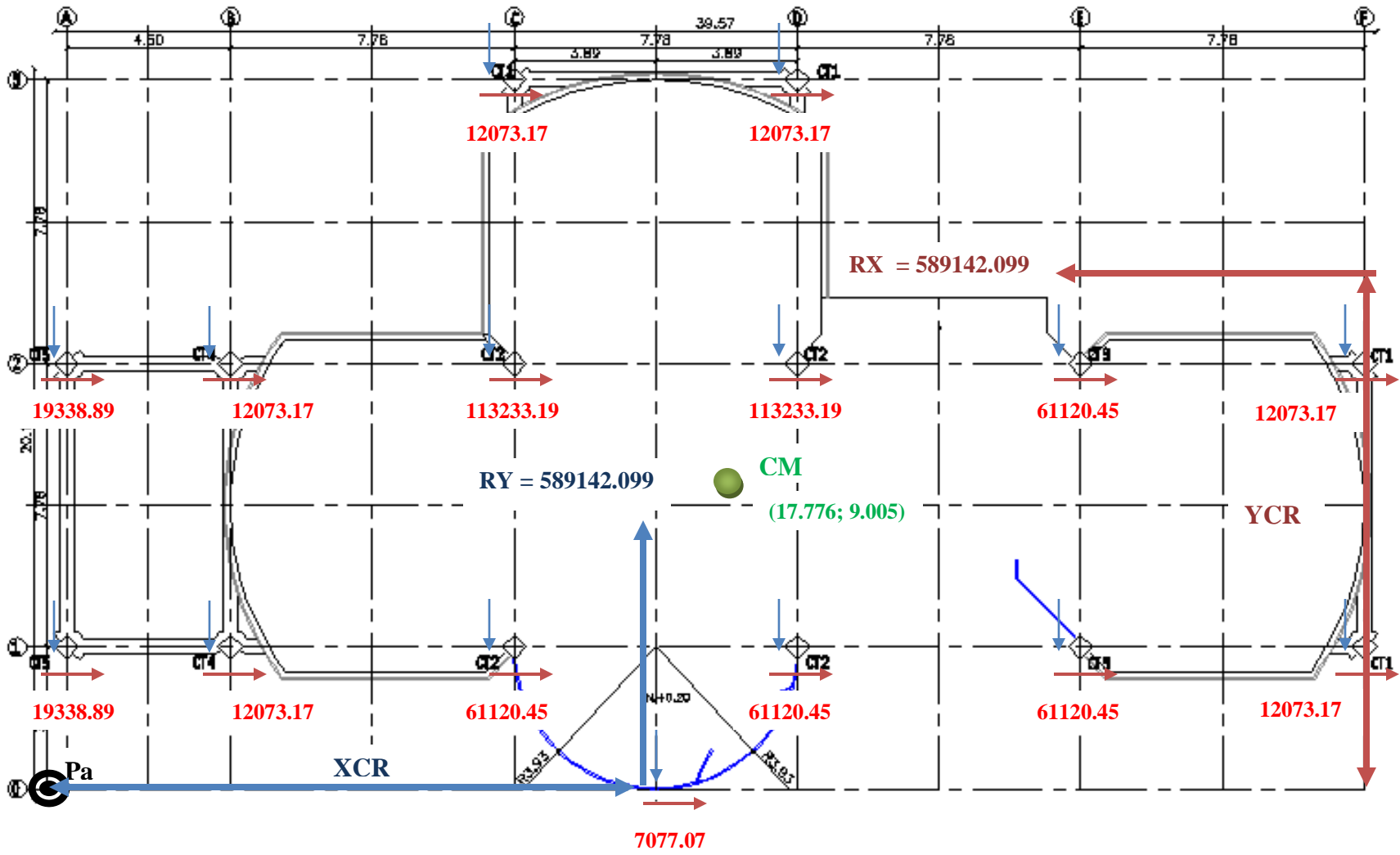


Figura 8.29: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+3.08

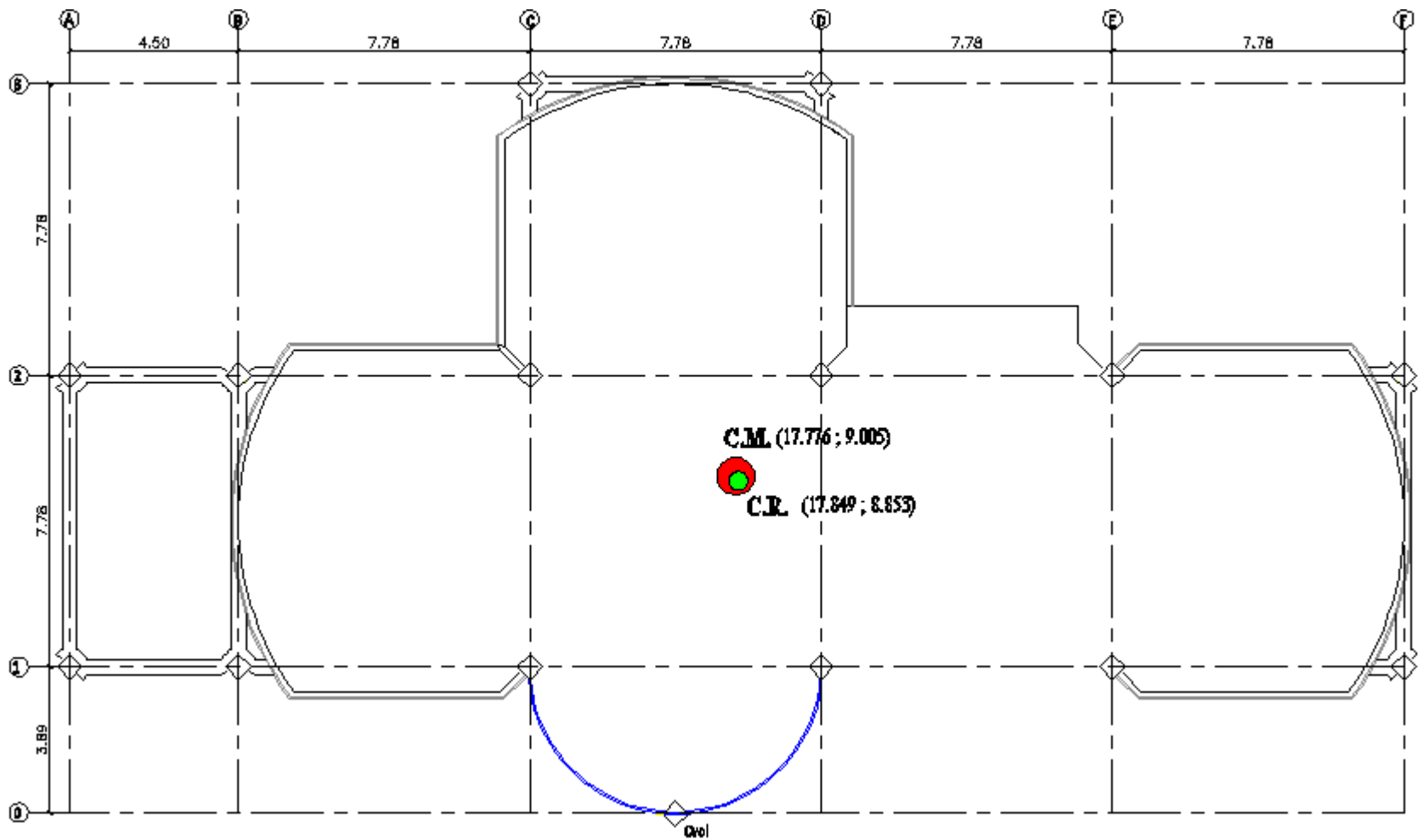


Figura 8.30: Centro de Masas y Rigidez de la Losa N+3.08

Tabla 8.43: Rigidez de Columnas de las Losas N+5.96, N+8.84 en Sentido “X” y “Y”.

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	Cvol
D (cm):	40	40	40	40	70	70	60	60	60	60	40	40	35
I (cm⁴):	125663.71	125663.71	125663.71	125663.71	1178588.12	1178588.12	636172.51	636172.51	636172.51	636172.51	125663.71	125663.71	73661.76
t (kg/cm):	14767.13	14767.13	14767.13	14767.13	138499.57	138499.57	74758.62	74758.62	74758.62	74758.62	14767.13	14767.13	8656.22

8.2.14.1.2.15.- Equilibrio de Momentos en Sentido “X”.

$$\sum MPa = 0$$

$$673292.62 * YCR - (2 * 14767.13 + 3 * 74758.62) * 389 - (2 * 14767.13 + 74758.62 + 138499.57) * 1167 - (2 * 14767.13) * 1945 = 0$$

$$YCR = 892.842 \text{ cm} = 8.928 \text{ m.}$$

8.2.14.1.2.16.- Equilibrio de Momentos en Sentido “Y”.

$$\sum MPa = 0$$

$$673292.62 * XCR - (14767.13 * 2) * 450 - (14767.13 + 74758.62 + 138499.57) * 1228 + (14767.13 + 74758.62 + 138499.57) * 2006 - (2 * 74758.62) * 2784 - (2 * 14767.13) * 3562 - 8656.223 * 1617 = 0$$

$$**XCR = 1910.281 cm = 19.103 m.**$$

8.2.14.1.2.17.- Cálculo de “ e_y ”.

$$e_y = |y_{CM} - y_{CR}|$$

$$e_y = |9.117 - 8.928| = 0.189 m$$

8.2.14.1.2.18.- Cálculo de “ e_x ”.

$$e_x = |x_{CM} - x_{CR}|$$

$$e_x = |19.20 - 19.103| = 0.097 m$$

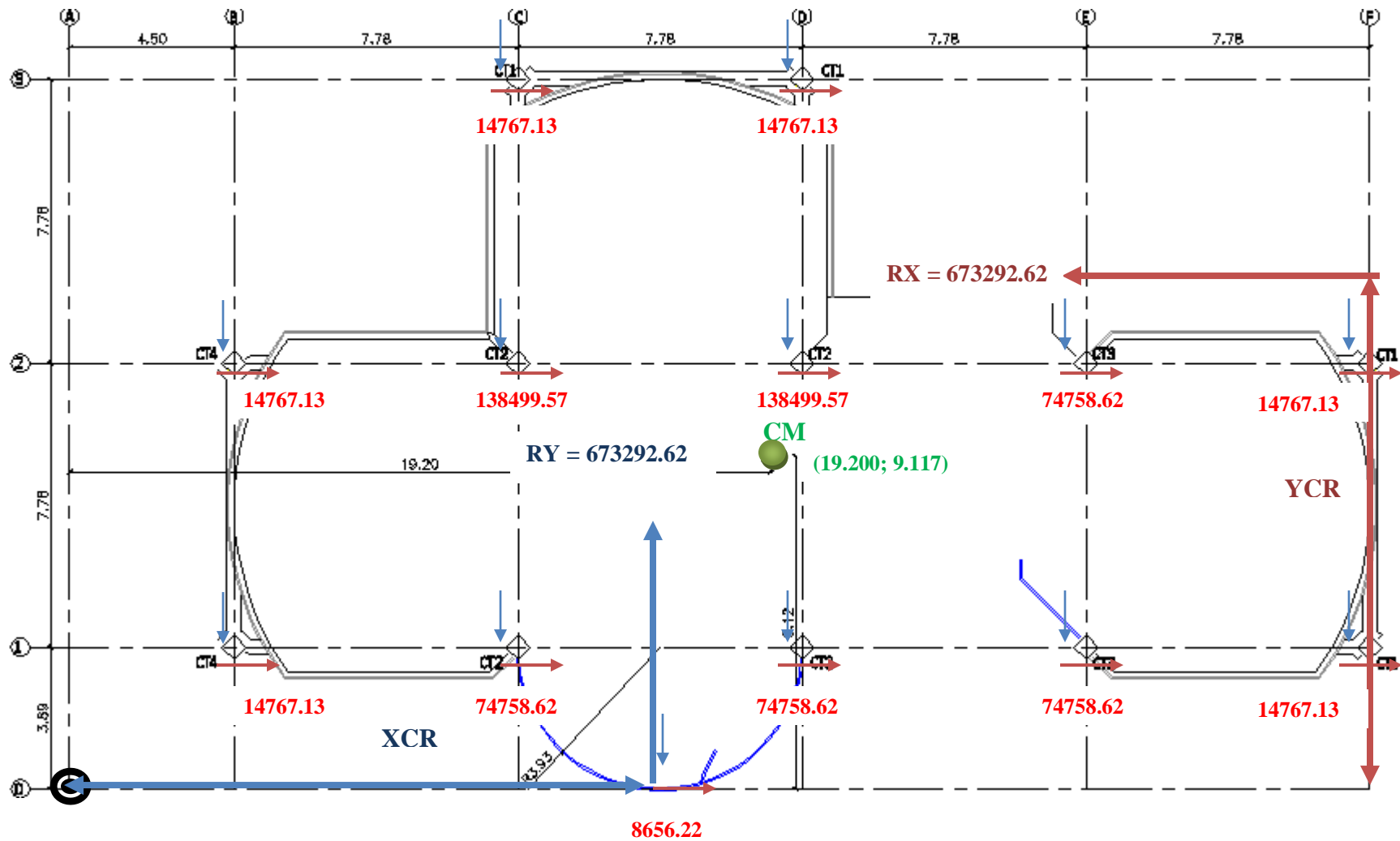


Figura 8.31: Esquema de Rigideces de Columnas Losa N+5.96, N+8.84

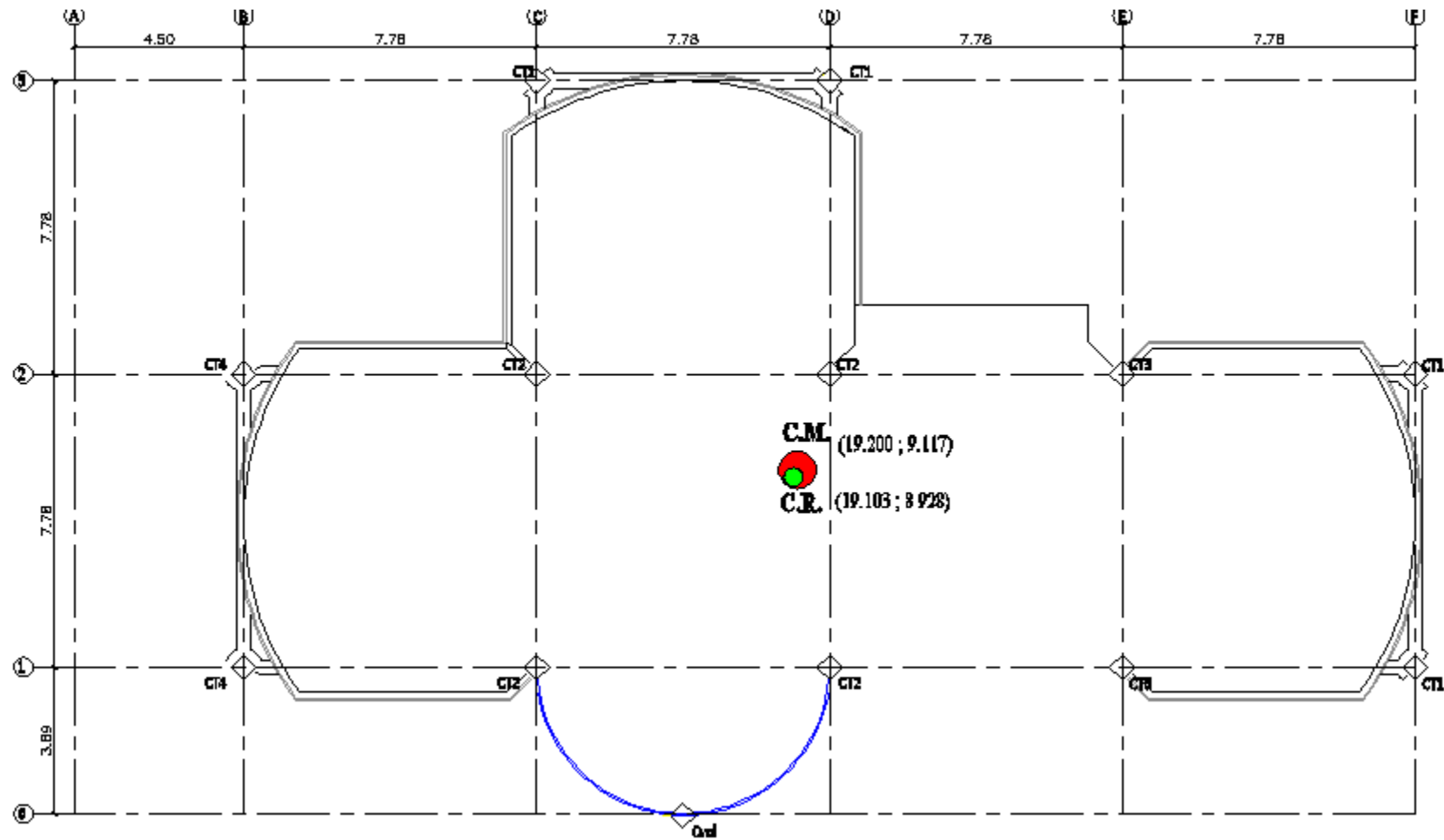


Figura 8.32: Centro de Masas y Rigidez de las Losas N+5.96, N+8.84

8.2.15.- Segunda Corrida.- realizamos una nueva corrida con las nuevas secciones que nos dio del cálculo del centro de rigidez:

Tabla 8.44: Secciones del Cálculo del Centro de Rigidez

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
D (cm):	40	40	40	40	70	70	60	60	60	60	40	40	45	45	35

Con estas secciones logramos controlar un poco la torsión en planta pero es necesario seguir mejorando las secciones de los elementos estructurales debido a que debemos llegar a obtener el primer y segundo modo de vibración traslacionales y el tercer modo de vibración rotacional; para lo cual desarrollaremos una nueva corrida cambiando las secciones de las columnas.

8.2.16.- Tercera Corrida.- para rigidizar los pórticos aumentaremos las secciones de las columnas y las vigas:

Tabla 8.45: Secciones de Columnas de la Rigidización de Pórticos

Columnas	C3	D3	F2	F1	C2	D2	C1	D1	E2	E1	B2	B1	A2	A1	Cvol
D (cm):	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	50	50	50	50	40

Tabla 8.46: Secciones de Vigas de la Rigidización de Pórticos

Vigas	A	B	C	D	E	F	1	2	3	VS	Vvol	Vesc
b (cm):	40	40	40	40	40	40	40	40	40	30	40	40
h (cm):	50	60	50	50	50	60	60	60	60	50	40	40

Con estas secciones logramos obtener que nuestro modelo estructural posea el primer y segundo modo de vibración traslacional y el tercer rotacional.

8.3.- Planos y Resumen de Materiales.

Los planos y resumen de materiales se encuentran en el Anexo N° 6.

8.4.- Presupuesto Referencial.

El presupuesto referencial se encuentra en el capítulo IX

CAPÍTULO IX

DIAGNÓSTICO Y ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD

9.1.- Desarrollaremos un análisis comparativo de los modelos estructurales propuestos, en función a los siguientes parámetros:

Parámetro	Período de vibración					Análisis de Cargas (T/m ²)	Presupuesto Referencial (\$)	Control de Construcción	Velocidad de ejecución	Mantenimiento	Observaciones
	Predim. (s)	C.R. (s)	Modelo Final								
			1° M.D.V. (s)	2° M.D.V. (s)	3° M.D.V. (s)						
Hormigón Columnas Cuadradas	0.9650	0.8610	0.4553	0.4253	0.3688	0.802	290684.38	Normal	Normal	Poco	Estos modelos corresponden a una estructura tradicional que no implica un mantenimiento periódico.
Hormigón Columnas Circulares	0.9383	0.9112	0.5214	0.4841	0.4363			Normal	Normal	Poco	
Acero			0.4697	0.4641	0.4076	0.360	308164.67	Rigurosa	Rápida	Mucho	Este modelo tiene la ventaja de ser rápida en la ejecución de la construcción, pero el proceso constructivo demanda una fiscalización más minuciosa.
Hormigón Acero Columnas Cuadradas	1.4110	1.2208	0.4274	0.3872	0.3447	0.360	286067.86	Exigente	Regular	Regular	Dentro de las estructuras livianas este modelo es el que

Hormigón Acero Columnas Circulares	1.3329	1.1744	0.5642	0.4705	0.4215			Exigente	Regular	Regular	presenta un mejor comportamiento ante un sismo. Este modelo está en el rango de los más económicos pero exige un mayor control en la construcción.
Hormigón Madera Columnas Cuadradas	1.0390	0.8466	0.4438	0.4113	0.3647	0.409	278980.85	Exigente	Normal	Mucho	Presenta el mejor comportamiento ante un sismo, pero para el entorno de la estructura demanda de un mantenimiento más exhaustivo para los elementos de madera.
Hormigón Madera Columnas Circulares	1.0452	0.8933	0.4922	0.4478	0.3963			Exigente	Normal	Mucho	

El presupuesto referencial se calculó a través de los volúmenes de obra detallados en los planos

CAPÍTULO X

DISEÑO HIDROSANITARIO DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO EN LA ESTACIÓN LAGO AGRIO

10.1.- Verificación de Red de Suministro de Agua Potable.

La ciudad de Lago Agrio cuenta con una red de Suministro de Agua Potable y Alcantarillado, en tal virtud vamos a desarrollar el siguiente procedimiento de cálculo.

10.2.- Suministro de Agua Fría.

10.2.1.- Diseño del Tanque Cisterna.

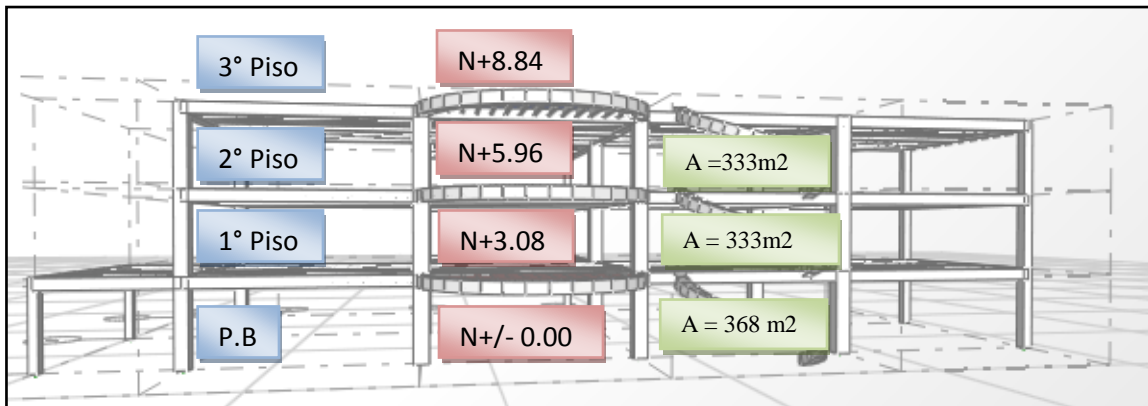


Figura 10.1: Elevación del Edificio.

Tabla 10.1: Dotaciones (Normas Mexicanas).

Tipo de Edificación	Dotación
Edificaciones de Tipo Popular	150 (lt/per*día)
Edificaciones de Interés Social	200 (lt/per*día)
Residencias y Departamentos	250-500 (lt/per*día)
Oficinas	70 (lt/per*día); 10 (lt/m ² de area rentable)
Oficinas (Quito)	60 (lt/per*día); 6 (lt/m ² de area rentable)
Hoteles (1° Categoría)	300 (lt/per*día)
Hoteles (2° Categoría)	200 (lt/per*día)
Hoteles (3° Categoría)	150 (lt/per*día)
Fábricas (Sin consumo industrial)(*)	70 (lt/per*día)
Baños públicos	500 (lt/bañista*día)
Escuelas	50 (lt/estudiante*día)
Cuarteles	300 (lt/per*día)
Hospitales	500-1000 (lt/per*día)
Restaurantes	15-30 (lt/per*día)
Clubes con servicio de baños	500 (lt/bañista*día)
Riego de jardines	5 (lt/m ² de superficie sembrada cada vez regada)
Prisiones	50 (lt/per*día)
Riego de patios	2 (lt/per*m ²)
Cines	2 (lt/espec*función)

(*).- Si son dos o tres turnos se debe considerar esta situación.

Tabla 10.2: Cálculo de Dotación por Piso.

Nivel	Uso	Grifería	Dotación
P.B.	Oficinas	4 Inodoros+2Urinaris+6Lavamanos	(10 lt/m ²)*368m ²
P1	Oficinas	4 Inodoros+2Urinaris+6Lavamanos	(10 lt/m ²)*333m ²
P2	Oficinas	4 Inodoros+2Urinaris+6Lavamanos	(10 lt/m ²)*333m ²
T	P.S.	18 Lavamanos	(70 lt/per*día)*70per
TOTAL Consumo Diario (CD):			15240 (lt/día)

10.2.1.1.- Cálculo del Volumen del Tanque Cisterna Mínimo.

$$V_{c_{min}} = \frac{2}{3} * CD + V_I$$

Donde:

CD.- Consumo Diario.

V_I.- Volumen de incendio (15 m³ recomendable).

$$V_{c_{min}} = \frac{2}{3} * \left(15.240 \frac{m^3}{día} \right) + 15m^3$$

$$V_{c_{min}} = 25.16 m^3 \approx 26 m^3$$

$$h_{H2O} = 1.50 m$$

10.2.1.2.- Proporciones Óptimas de la Cisterna.

Lo hacemos con la finalidad de no tener que recurrir a espesores exagerados en las losas de Hormigón Armado que deben cubrir la cisterna así como los espesores de los muros, por consiguiente se recomienda que a las cisternas se las divida en celdas o compartimientos para disminuir espesores de losas y muros con ello logramos optimizar los costos.

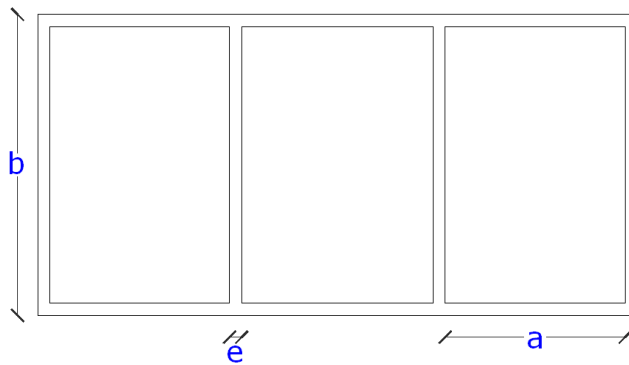


Figura 10.2: Disposición en hilera

M = Suma de los muros.

$$M = 2 * n * a + (n + 1) * b$$

S = espejo de agua.

$$S = n * a * b$$

n = número de celdas.

$$b = \frac{S}{a * n}$$

$$n = \frac{S}{a * b}$$

$$M = 2 * \frac{S}{a * b} * a + (n + 1) * b$$

$$M = 2 * \frac{S}{b} + (n + 1) * b$$

$$\frac{\partial M}{\partial b} = 0$$

$$\frac{\partial M}{\partial b} = (n + 1) - 2 * \frac{S}{b^2} = 0$$

$$(n + 1) - 2 * \frac{S}{b^2} = 0$$

$$(n + 1) * b^2 - 2 * S = 0$$

$$(n + 1) * b^2 = 2 * S$$

$$b^2 = \frac{2 * S}{(n + 1)}$$

$$a^2 = \frac{S^2}{b^2 * n^2}$$

$$\frac{a^2}{b^2} = \frac{\frac{S^2}{(n + 1) * n^2}}{\frac{2 * S}{(n + 1)}}$$

$$\frac{a^2}{b^2} = \frac{(n + 1)^2}{4 * n^2}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{n + 1}{2 * n}$$

$$S = \frac{V_{c_{min}}}{h_{H2O}}$$

$$S = \frac{26m^3}{1.50m}$$

$$S = 17.33 m^2 \approx 17m^2$$

$$S = n * a * b$$

En nuestro caso $n = 1$.

$$a * b = 17$$

$$\frac{a}{b} = \frac{n + 1}{2 * n}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{1 + 1}{2 * 1}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{2}{2}$$

$$a = b$$

$$a = b = 4.15 m$$

10.2.2.- Diseño del Sistema de Bombeo y Tanque Hidroneumático.

10.2.2.1.- Bomba.

Es una máquina hidráulica que convierte la energía mecánica en energía hidráulica.

10.2.2.2.- Alturas de Bombeo.

Las alturas que se consideran para el sistema de bombeo son:

- Alturas Geométricas (Z1).
- Pérdidas de carga en la instalación.- es la suma de las pérdidas continuas y locales.
- Presiones requeridas en los puntos de servicio $\left(\frac{P1}{\gamma}\right)$.

$$P_a = \sum (\text{Alturas geométricas}(Z_1) + \text{Pérdidas de carga en la instalación} \\ + \text{Presiones requeridas en los puntos de servicio})$$

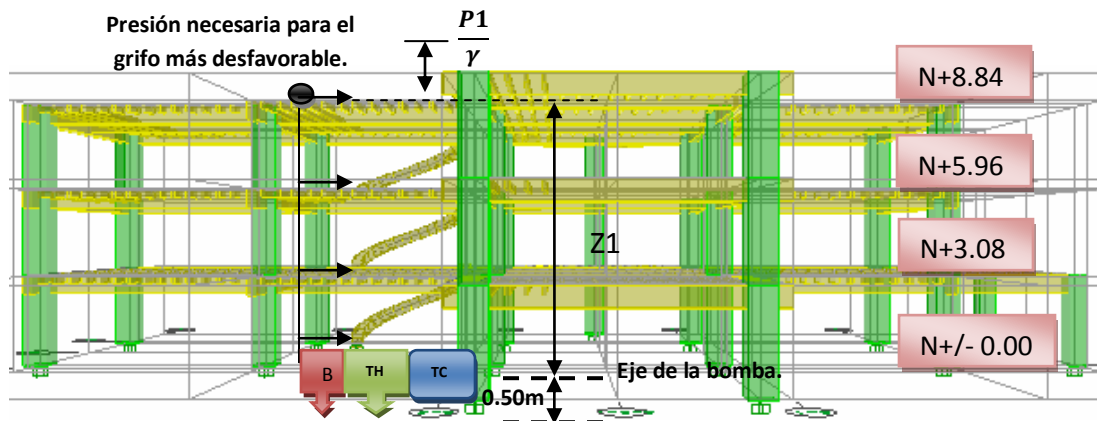


Figura 10.3: Alturas de Bombeo

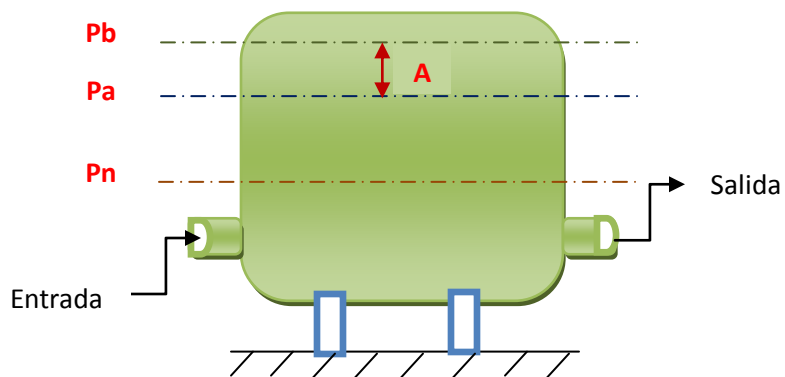


Figura 10.4: Tanque Hidroneumático

Pn.- Presión Atmosférica.

Pa.- Presión mínima de conexión.

Pb.- Presión de desconexión.

A.- Volumen de agua inyectado en el tanque cuando la presión de aire interior pasa de P_a a P_b , es conocido también como el volumen de regulación (V.R.).

V.- volumen del estanque.

10.2.2.3.- Cálculo de la Presión de Conexión (P_a).

La presión de conexión (P_a) es el Caudal Máximo Probable (Q_a).- es el caudal probable que requiere el edificio en las horas de mayor consumo; considerando el funcionamiento simultáneo de los aparatos del edificio.

Se calcula el Caudal Máximo Probable en función del caudal instantáneo.

Tabla 10.3: Caudales Instantáneos.

Tipo de Aparato	Q instantáneo (lt/min)
Inodoros de depósito	12
Baños con tina y ducha	20
Lavamanos	10
Duchas	10
Bidet	10
Urinarios	10
Lavaplatos o Fregadero	15
Lavadora	15
Llave de jardín	10

NOTA.- los caudales en esta tabla están incluidos los consumos de agua caliente para aquellos aparatos que requieren de este servicio.

10.2.2.3.1.- Cálculo de las Alturas de Bombeo.

10.2.2.3.1.1.- Alturas Geométricas (Z1).

$$Z1 = 2.58m + 2.88m + 2.88m$$

$$\mathbf{Z1 = 8.34 m}$$

El material que se utilizará para las instalaciones es PVC roscado que tiene un Coeficiente de Rugosidad igual a C=140.

$$Q = 0.28 * C * D^{2.63} * J^{0.54}$$

Donde las unidades con las que se debe trabajar son las siguientes:

$$Q = \frac{m^3}{s}$$

$$D = m$$

$$J = \frac{hf}{L}$$

$$Q = 0.28 * C * D^{2.63} * \left(\frac{hf}{L}\right)^{0.54}$$

$$hf^{0.54} = \frac{Q * L^{0.54}}{0.28 * C * D^{2.63}}$$

10.2.2.3.1.2.- Pérdidas de Carga en la Instalación.

$$hf = L * \left(\frac{Q}{0.28 * C * D^{2.63}}\right)^{\frac{1}{0.54}} \text{ (Pérdidas por rozamiento).}$$

$$\sum \lambda = K * \frac{V^2}{2g} \text{ (Pérdidas por accesorios).}$$

Tabla10.4: Caudal Instantáneo del Edificio.

Piso	Tipo de Aparatos Instalados	Qins (lt/min)	Qt (lt/min)
P.B.	4 Inodoros+2Urinarios+6Lavamanos	4*12+2*10+6*10	128
1°	4 Inodoros+2Urinarios+6Lavamanos	4*12+2*10+6*10	128
2°	4 Inodoros+2Urinarios+6Lavamanos	4*12+2*10+6*10	128
3°	1 Llave	1*10	10
A			394

Una vez que hemos encontrado el valor del Caudal Instantáneo ingresamos ese valor en la siguiente tabla tomada del poligrafiado de Instalaciones Hidráulico-Sanitarias en Edificios del Ing. M.Sc. José Luis Carrera Falcón.

Tabla 10.5: Consumo Máximo Probable

A	B	A	B	A	B	A	B
10	8.5	240	76	950	198.5	5500	670
20	14	260	80	1000	206	6000	710
30	18	280	84	1200	235	6500	750
40	22	300	88	1400	260	7000	790
50	26	350	96.5	1600	285	7500	830
60	29	400	105	1800	310	8000	870
70	32.5	450	113.5	2000	335	8500	910
80	36	500	122	2200	355	9000	945
90	39	550	130.2	2400	375	9500	990
100	42	600	139	2600	395	10000	1020
120	47	650	147.5	2800	415	12000	1150

140	52	700	156	3000	435	14000	1280
160	57	750	164.5	3500	485	16000	1400
180	62	800	173	4000	530	18000	1500
200	67	850	181.5	4500	575	20000	1600
220	72	900	190	5000	630		

Asumiremos un valor de $A = 400$ (lt/min); con su correspondiente valor de $B = 105$ (lt/min).

Conversión de unidades:

$$A = 400 \frac{lt}{min} * \frac{1 min}{60 seg} = 6.667 \frac{lt}{seg}$$

Caudal Instantáneo.

$$B = 105 \frac{lt}{min} * \frac{1 min}{60 seg} = 1.75 \frac{lt}{seg}$$

Caudal Máximo Probable.

$$Q_A = 1.75 \frac{lt}{seg}$$

$$Q = A * V$$

Se recomienda diseñar con una velocidad de 2m/seg; con el fin de evitar ruidos en la tubería.

$$A = \frac{Q}{V}$$

$$\frac{\pi * D^2}{4} = \frac{Q}{V}$$

$$D = \sqrt{\frac{Q * 4}{V * \pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.00175 \frac{m^3}{seg}}{\pi * 2 \frac{m}{seg}}}$$

$$D = 0.0334m \approx 1.315 in.$$

Por lo que asumiremos un valor de $1''=0.0254m$.

10.2.2.3.1.2.1.- Cálculo de las Pérdidas por Rozamiento.

$$hf = Z1 * \left(\frac{Q}{0.28 * C * D^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$hf = 8.34 m * \left(\frac{0.00175 \frac{m^3}{seg}}{0.28 * 140 * (0.0254m)^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$hf = 4.31 m$$

10.2.2.3.1.2.2.- Pérdidas de Carga por Accesorios.

Tabla 10.6: Valor K por accesorio

Pieza	K
Ampliación gradual	0.30 (1)
Orificio	2.75
Compuerta abierta	1.00
Controlador de gasto	2.50
Codo de 90° (tipo recto)	0.90
Codo de 45° (tipo recto)	0.40
Rejilla	0.75
Curva de 90° (Codo curvo)	0.40
Curva de 45° (Codo curvo)	0.20
Curva de 22.5° (Codo curvo)	0.10
Entrada normal de tubería	0.50
Entrada de borda	1.00
Existencia de pequeñas derivaciones	0.03
Unión o Junta	0.40
Medido o Venturi	2.50 (2)
Reducción gradual	0.15 (1)
Válvula de ángulo abierta	5.00
Válvula de compuerta abierta	0.20
Válvula de globo abierta	10.00
Salida de tubería	1.00
(Te) de paso directo	0.60
(Te) Salida de lado	1.30

(Te) Salida bilateral	1.80
Válvula de pie	1.75
Válvula de retención	2.50

(1) En base a la velocidad mayor o la correspondiente al menor diámetro.

(2) Relativa a la velocidad de la tubería.

10.2.2.3.1.2.2.1.- Cálculo de las pérdidas por accesorios.

$$\sum \lambda = K * \frac{V^2}{2g}$$

$$\sum \lambda = \frac{2^2}{2 * 9.81} * (2 * 0.90 + 0.20 + 2.50 + 3 * 1.30)$$

$$\sum \lambda = 1.71 \text{ m}$$

Los accesorios que se tomaron en consideración son los siguientes:

Tabla 10.7: Valor K para accesorios tomados en consideración

Pieza	K
Codo de 90° (tipo recto)	0.90
Válvula de compuerta abierta	0.20
Válvula de retención	2.50
(Te) Salida de lado	1.30

Se asumirá una presión de 10 m.c.a. para el grifo más desfavorable.

$$Pa = \sum (\text{Alturas geométricas}(Z1) + \text{Pérdidas de carga en la instalación}$$

+ Presiones requeridas en los puntos de servicio)

$$Pa = \sum (8.34 \text{ m} + 4.31 \text{ m} + 1.71 \text{ m} + 10 \text{ m})$$

$$Pa = 24.36 \text{ m}$$

10.2.2.4.- Cálculo de la Presión de Desconexión (Pb).

Es la presión de desconexión de la bomba, esta presión se determina en base al funcionamiento del sistema de bombeo y concretamente conociendo la curva característica del sistema de bombeo.

BHP = Potencia al freno de la bomba.- es la energía necesaria para que la bomba funcione.

Una regla práctica para determinar Pb; de tal manera que el sistema de bombeo funcione, para que el número de veces que la bomba se conecte y desconecte automáticamente y que no influya en el deterioro rápido de los contactos eléctricos es conveniente que los rangos entre Pa y Pb varíen de 4 m de columna de agua a 15 m. siendo el rango normal el equivalente a 10 m de columna de agua.

$$\mathbf{Pb = Pa + 10 \text{ m.c.a.}}$$

Pb: gasto de desconexión (Qb).

$$Qb \leq 0.25 * Qa$$

$$Q_m = \frac{Qa+Qb}{2} \Rightarrow \text{Caudal medio.}$$

$$\mathbf{Pb = Pa + 10}$$

$$Pb = 24.36 \text{ m} + 10 \text{ m}$$

$$\mathbf{Pb = 34.36 \text{ m}}$$

$$Qb \leq 0.25 * Qa$$

$$Qb \leq 0.25 * (1.75)$$

$$\mathbf{Qb \leq 0.438 \frac{lt}{seg}}$$

$$Q_m = \frac{1.75 + 0.438}{2}$$

$$Q_m = 1.094 \frac{lt}{seg}$$

10.2.2.5.- Volumen de Regulación (V_R).

Es el volumen de agua inyectado en el tanque cuando la presión del aire interior pasa de P_a a P_b .

$$V_R = \frac{Q_m * T}{4}$$

T.- es el período de bombeo (en minutos) y depende de la potencia de la bomba.

Tabla 10.8: Período de Bombeo

Potencia (H.P.)	T (min)
1.0-3.0	1.2
3.0-5.0	1.5
5.0-7.5	2.0
7.5-15	3.0
15-30	4.0
> 30	6.0

$$V_R = \frac{1.094 \frac{lt}{seg} * 1.2min * \frac{60seg}{1min}}{4}$$

$$V_R = 19.692lt$$

10.2.2.6.- Potencia de la Bomba.

$$P_{bomba} = Q_a * \frac{Pb}{\epsilon}$$

Nos imponemos una eficiencia de la bomba (ϵ) del 80%.

$$P_{bomba} = 1.75 \frac{lt}{seg} * \frac{34.36m}{80\%}$$

$$P_{bomba} = 0.752 \text{ HP} \approx 1 \text{ HP}$$

10.2.2.7.- Volumen del Estanque.

$$V = \frac{V_R * (Pb + 1)}{Pb - Pa}$$

Donde Pa y Pb deben estar en atmósferas.

$$V = \frac{19.692lt * \left(\frac{34.36}{10.33} atm + 1\right)}{\frac{34.36}{10.33} atm - \frac{24.36}{10.33} atm}$$

$$V = 88.00 \text{ lt}$$

10.2.2.8.- Suministro de Agua Fría.

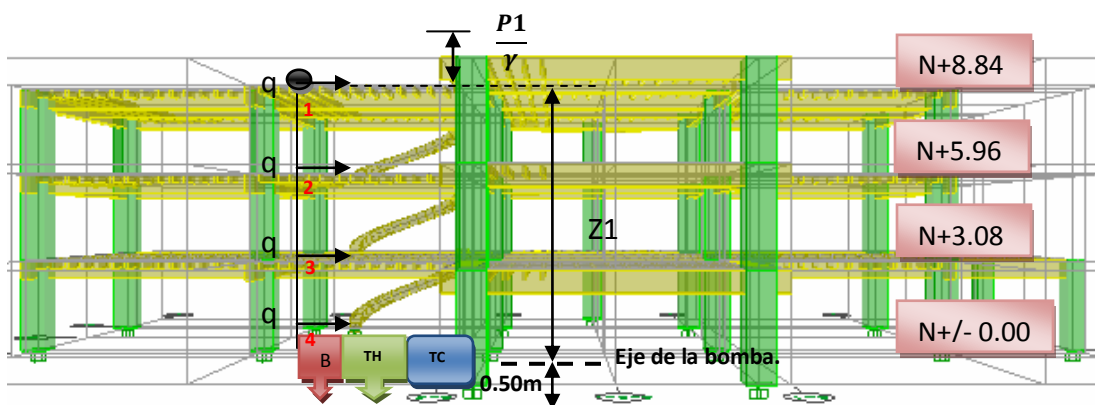


Figura 10.5: Alturas de Bombeo

10.2.2.8.1.- Tabla para determinar diámetros.

Tabla 10.9: Presiones recomendadas

Aparato Sanitario	Presión Recomendada		Presión Mínima		Diámetro de la Conexión
	(m)	(kg/cm ²)	(m)	(kg/cm ²)	(inch)
Inodoro con fluxómetro	10	1.00	7.70	0.77	1
Inodoro con depósito	7	0.70	2.80	0.28	¾
Urinario con fluxómetro	10	1.00	7.70	0.77	¾ - 1
Urinario con llave	7	0.70	2.80	0.28	½
Vertedero	3.50	0.35	2.00	0.20	½
Duchas	10	1.00	2.00	0.20	½
Lavamanos	5	0.50	2.00	0.20	½
Lavadora	7	0.70	2.80	0.28	½
Videt	5	0.50	2.80	0.28	½

Según la tabla obtenemos los siguientes diámetros:

Tabla 10.10: Diámetro de conexiones

Aparato Sanitario	Diámetro de la Conexión	
	(in)	(mm)
Inodoro con depósito	¾	19
Urinario con llave	½	13
Lavamanos	½	13

10.2.2.8.2.- Gasto de las Derivaciones.**Tabla 10.11: Gasto mínimo en los grifos de los aparatos sanitarios corrientes**

Aparato Sanitario	Gasto mínimo de cada aparato (lt/s)
Lavabo	0.10
Baño	0.20
Ducha	0.10
Bidé	0.10
WC con depósito	0.10
WC con fluxómetro	2.00
Fregadero de vivienda (cocina)	0.15
Fregadero de cocina para restaurante	0.30
Lavaderos de ropa	0.20
Hidrante de riego: φ 20 mm	0.60
Hidrante de riego: φ 30 mm	1.00
Hidrante de incendio: φ 45 mm	3.00
Hidrante de incendio: φ 70 mm	8.00
Urinario de lavado controlado	0.10
Urinario de lavado continuo	0.05
Urinario de descarga automática (*)	0.05

En este caso el agua está entrando también continuamente en el depósito.

NOTA: estos gastos se refieren a grifos normales y corresponden a un valor de la carga en la entrada de dichos grifos de 1.00 a 1.50 m.

Tabla 10.12: Gasto de las derivaciones para aparatos de uso público

Número de aparatos	2	3	4	5	6	8	10	15	20	25	30	35	40
Clase de aparato	Tanto por ciento de la suma de gastos de los aparatos												
Lavabo	100	100	75	60	50	50	50	50	50	50	50	50	50
WC con depósito	100	67	50	40	37	37	30	30	30	30	30	30	30
WC con fluxómetro	50	33	30	25	25	25	20	20	20	16	15	15	15
Urinarios	100	67	50	40	37	37	30	27	25	24	23	20	20
Duchas	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Datos:

$Pa = 25.16 \text{ m}$

$Z1 = 8.34 \text{ m}$

Tabla 10.13: Gasto mínimo de las derivaciones (q)

Columna	Aparato	Gasto Mínimo	q
1	4 I+2U+6La	$4*0.10*0.50+2*0.10*1+6*0.10*0.50$	0.70
2	4 I+2U+6La	$4*0.10*0.50+2*0.10*1+6*0.10*0.50$	0.70
3	4 I+2U+6La	$4*0.10*0.50+2*0.10*1+6*0.10*0.50$	0.70
4	1 LL	$1*0.10$	0.10

Tabla 10.14: Tanto por ciento a tomar del gasto en tramos de columnas o distribuidores

Grupo de aparatos servidos por el tramo	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	40	50	75	100	150	200	500	1000
% de simultaneidad																		
WC con depósito	100	90	85	80	75	70	64	55	50	43	30	35	33	32	31	30	27	25
WC con fluxómetro	100	80	65	55	55	44	35	27	20	14	10	9	8	7	5	4	3	2

10.2.2.8.3.- Carga Disponible.

$$Z = \frac{Po}{\gamma} - \frac{P1}{\gamma} - Z1$$

Donde:

$$\frac{Po}{\gamma} = Pa$$

$$\frac{P1}{\gamma} = 10$$

$$Z = 24.36 \text{ m} - 10 \text{ m} - 8.34 \text{ m}$$

$$Z = 6.02 \text{ m.} - \text{Carga disponible.}$$

Tabla 10.15: Velocidad en función de la Carga disponible

Carga disponible (m)	Velocidad (m/s)
1 – 4	0.50 – 0.60
4 – 10	0.60 – 1.00
10 – 20	1.00 – 1.50
> 20	1.50 – 2.00

Por lo que nosotros asignaremos velocidades comprendidas entre 0.60 – 1.00 (m/s).

10.2.2.8.4.- Pérdidas por accesorios.

$$K1 = 0.90 + 0.20 = 1.10$$

$$K2 = 1.30 + 0.20 = 1.50$$

$$K3 = 1.30 + 0.20 = 1.50$$

$$K4 = 0.90 + 0.20 + 1.30 + 2.50 = 4.90$$

Los accesorios que se tomaron en consideración son los siguientes:

Tabla 10.16: Coeficiente K de los accesorios del edificio

Pieza	K
Codo de 90° (tipo recto)	0.90
Válvula de compuerta abierta	0.20
(Te) Salida de lado	1.30
Válvula de Retención	2.50

10.2.2.8.5.- Cálculo de Columnas de agua.

Tabla 10.17: Primera Iteración

Columnas	Caudal (lt /seg)	% Simultaneidad	Caudal de diseño	Velocidad	Diámetro	Longitud Tramo	Pérdida de Carga U	JL	K	$\Sigma\lambda K$	$JL + \Sigma\lambda K$
1	0.7	100	0.70	0.729	1 1/4"	1.44	0.0346	0.0498	1.10	0.030	0.080
2	1.4	90	1.26	0.908	1 1/2"	2.98	0.0422	0.1258	1.50	0.063	0.189
3	2.1	85	1.79	0.848	2"	1.04	0.0276	0.0287	1.50	0.055	0.084
4	2.2	80	1.76	0.848	2"	1.04	0.0276	0.0287	4.90	0.180	0.208
Q.M.P.											0.560

Tabla 10.18: Segunda Iteración

Columnas	Caudal (lt /seg)	% Simultaneidad	Caudal de diseño	Velocidad	Diámetro	Longitud Tramo	Pérdida de Carga U	JL	K	$\Sigma\lambda K$	$JL + \Sigma\lambda K$
1	0.7	100	0.70	1.317	1"	1.44	0.1430	0.2059	1.10	0.097	0.303
2	1.4	90	1.26	2.444	1"	2.98	0.4220	1.2576	1.50	0.457	1.714
3	2.1	85	1.79	3.385	1"	1.04	0.7400	0.7696	1.50	0.876	1.646
4	2.2	80	1.76	3.385	1"	1.04	0.7400	0.7696	4.90	2.862	3.631
Q.M.P.											7.294

Tabla 10.19: Tercera Iteración

Columnas	Caudal (lt /seg)	% Simultaneidad	Caudal de diseño	Velocidad	Diámetro	Longitud Tramo	Pérdida de Carga U	JL	K	$\Sigma\lambda K$	JL + $\Sigma\lambda K$
1	0.7	100	0.70	2.482	1/2"	1.44	1.4370	2.0693	1.10	0.345	2.415
2	1.4	90	1.26	2.444	1"	2.98	0.4220	1.2576	1.50	0.457	1.714
3	2.1	85	1.79	3.385	1"	1.04	0.7400	0.7696	1.50	0.876	1.646
4	2.2	80	1.76	1.363	1 1/2"	1.04	0.0855	0.0889	4.90	0.464	0.553
			Q.M.P.								6.327

Comparamos la carga disponible $Z = 6.02 \approx 6.327$ m. Por lo que asumimos que esta iteración es la definitiva.

Es muy importante revisar el valor del Q.M.P. = 1.76 lt/seg, el mismo que será utilizado para el diseño de la planta de potabilización.

Asumiremos un Caudal de Diseño de 2 lt/seg.

10.3.- Suministro de Agua Caliente.

10.3.1.- Producción de Agua Caliente a través de Paneles Solares.

10.3.2.- Distribución de Agua Caliente.

Utilizamos los mismos diámetros que se obtuvieron del suministro de agua fría.

10.4.- Red Contra Incendios.

En este edificio, tenemos tres pisos, por lo cual se instalará en cada piso una boca de agua para incendio, teniendo un total de 3 bocas de agua.

Para la columna Contra Incendio, se utilizará un diámetro de 2”.

La presión mínima del grifo más desfavorable será de 3 Kg/cm² o 3 atm.

Plan de contingencia pendiente.

10.4.1.- Plan de Contingencia en caso de incendios.

- La planificación de contingencia puede definirse como.- un proceso de planificación avanzado, ante una situación incierta, en el que se decide escenarios y objetivos, se define las acciones directivas y técnicas y se estructuran los posibles sistemas de respuesta con el fin de prevenir o responder mejor a una emergencia.
- Es importante considerar la planificación de contingencia como un proceso de planificación del que se obtiene un plan de emergencia.
- El proceso de planificación implica que un grupo de personas u organizaciones colaboren entre sí durante un tiempo continuado para identificar los objetivos conjuntos y definir las respectivas responsabilidades y acciones.
- La planificación de contingencia es un requisito indispensable para que una respuesta de emergencia sea rápida y efectiva. Sin una previa planificación de

contingencia se perderá mucho tiempo en los primeros días de una emergencia. Este tipo de planificación aumenta la capacidad organizativa y debe servir como punto de partida para la planificación de operaciones y la respuesta de emergencia.

10.4.2.- Organización contra incendios.

Los planes de emergencia son una parte de la gestión empresarial del riesgo de incendio.

La organización contra incendios tiene dos objetivos:

- Minimizar el número de emergencias contra incendios.
- Controlar con rapidez las emergencias para que sus consecuencias sean mínimas.

Ante una determinada situación de riesgo, el plan o planes de emergencia contra incendios, pueden ser enunciados como la planificación y organización humana, para la utilización óptima de los medios técnicos previstos, con la finalidad de reducir al máximo las posibles consecuencias económicas y humanas de la emergencia.

10.4.3.- Funciones o acciones y variables.

Dependiendo de las variables que confluyan en el riesgo, existe toda una gama de acciones que se pueden adoptar. Para su mejor comprensión se relacionan de forma no exhaustiva:

10.4.3.1.- Posibles variables:

10.4.3.1.1.- Gravedad de la emergencia

- Falsa alarma.
- Conato de incendio.

- Incendio grave.
- Gran emergencia.

10.4.3.1.2.- Efectivos propios disponibles

- A turno completo.
- Turno limitado.
- Por la noche.
- Periodos especiales: Festivos, vacaciones, etc.

10.4.3.1.3.- Ayudas exteriores (Bomberos o empresas vecinas)

- Dotación.
- Calidad.
- Tiempo de intervención.

10.4.3.1.4.- El costo económico de las posibles pérdidas

10.4.3.1.5.- Tipo de ocupación

10.4.3.1.6.- Medios técnicos de que se dispone: Extintores equipos de manguera, detección automática, alarmas, extinción fija, etc.

10.4.3.1.7.- Ubicación de la emergencia

- Zona sectorizada.
- Lugar de difícil acceso (Ejemplo.- sótanos o plantas en altura).
- Instalaciones peligrosas alrededor.
- Vecinos a los que hay que avisar (Ejemplo.- industrias en edificios de vivienda), etc.

10.5.- Desagüe Sanitario y Pluvial.

Tabla 10.20: Clase de Edificaciones

Clase	Descripción
1	Se refiere a las edificaciones de tipo particular. Ejemplo.- viviendas en general, hoteles privados, Edificaciones que sirvan a una sola familia o a Personas individuales.
2	Son edificaciones de uso semi público. Ejemplo.- Oficinas, Talleres, etc. Donde los aparatos se Usan para un número limitado de personas.
3	Son instalaciones públicas de uso ilimitado de personas. Ejemplo.- Colegios, Escuelas, etc.

Según esta clasificación nuestra estructura encaja en la Clase 2.- Oficinas.

Tabla 10.21: Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones y sifones

Clase de aparato	Unidades de descarga			Diámetro mínimo del Sifón y la Derivación (mm)		
	Clase			Clase		
	1°	2°	3°	1°	2°	3°
Lavabo	1	2	2	50	50	50
Retrete	4	5	6	110	110	110
Baño	3	4	4	50	50	50
Bidé	2	2	2	50	50	50
Cuarto de baño completo (lavabo, retrete, baño y bidé)	3	4	4	50	50	50
Ducha	2	3	3	50	50	50
Urinario suspendido	2	2	2	50	50	50
Urinario vertical	2	4	4	50	50	50
Fregadero de concina en vivienda	3			50		
Fregadero en restaurante (vajillas)		8	8		75	75
Fregadero en restaurante (alimentos)		6	6		50	50
Lavadero (ropa)	3	3		50	50	
Lavadero (laboratorio)	2			50		
Lavapiés	2	2		50	50	
Sumidero corriente	3	3	3	50	50	50
DESAGÜE PLUVIAL						
Recogida de agua lluvia.						
Caída máxima 10 cm/h, cada 17 m ² de área	1			50	50	50
Caída máxima 20 cm/h, cada 8.5 m ² de área	1			50	50	50

Tabla 10.22: Diámetro de derivaciones del colector

Diámetro de la Derivación (mm)	Máximo número de unidades de descarga		
	1%	2%	4%
50	1	1	1
50	2	2	2
50	5	6	8
75 (sin retrete)	12	15	18
75 (sin retrete)	24	27	36
110	84	96	114
125	180	234	280
160	330	440	580
200	870	1150	1680
250	1740	2500	3600
300	3000	4200	6500
350	6000	8500	13500

Tabla 10.23: Cálculo del diámetro de las derivaciones y sifones

DIÁMETRO DE LAS DERIVACIONES Y SIFONES							
Aparato:	Clase:	Número:	Unidades de descarga:	Diámetro mínimo (mm)	Unidades Totales:	Total:	Con el 2% el ϕ es:
Lavabo	2°	6	2	50	12	36	110
Inodoro		4	5	110	20		
Urinario		2	2	50	4		

En los planos nos bajamos a 2" las derivaciones, según la tabla 10.22.

Tabla 10.24: Diámetro en Colectores de Aguas Servidas

COLUMNAS DE AGUAS SERVIDAS				
Aparato:	Número:	Unidades de descarga:	Unidades Totales:	Total:
Lavabo	6	2	12	36
Inodoro	4	5	20	
Urinario	2	2	4	
Total:				108

Obtenemos un total de unidades de descarga de 108.

Nos imponemos una pendiente del 2%.

Tabla 10.25: Diámetros en colectores de aguas servidas y en colectores de aguas lluvias

Aguas Servidas	Aguas Servidas			Aguas Lluvias			
Φ Colector (mm)	MAX N° de unidades de descarga			MAX Superficie Recogida m ²			Φ Colector (mm)
	1%	2%	4%	1%	2%	4%	
50	1	1	1	8	12	17	50
50	2	2	3	13	20	27	50
50	7	9	12	28	41	58	50
75	17	21	27	50	74	102	75
75	27	36	48	80	116	163	75
110	114	150	210	173	246	352	110
125	270	370	540	307	437	618	125
160	510	720	1050	488	697	995	160
200	1290	1860	2640	1023	1488	2065	200
250	2520	3600	5250	1814	2557	3720	250
300	4390	6300	9300	3022	4231	6090	300

Superficie máxima recogida = 7.78 m*7.78 m= 60.53 m².

De esta tabla obtenemos que el diámetro del Colector de aguas servidas sea de **110 mm**.

Para el colector de aguas lluvias obtenemos un diámetro de **75mm**.

Tabla 10.26: Diámetros en columnas de aguas servidas y en columnas de aguas lluvias

Aguas Servidas			Aguas Lluvias		
Φ Columna (mm)	Máximo N° de Unidades		MAX Longitud de Columna	Área de cubierta proyección horizontal m ²	Φ Columna (mm)
	Cada Planta	Toda la Columna			
50	3	8	18	Hasta 8	50
50	8	18	27	9 a 25	50
75	20	36	31	26 a 75	75
75	45	72	64	76 a 170	75
110	190	384	91	171 a 335	110
125	350	1020	119	336 a 500	125
160	540	2070	153	501 a 1000	160
200	1200	5400	225	-	200

Obtenemos un diámetro de **110 mm** para la Columna de Aguas Servidas.

Área = 333m².

Según el área de la cubierta obtenemos un diámetro de **110 mm** para la columna de Aguas Lluvias.

10.6.- Red de Ventilación.

Adoptamos una tubería de **75 mm**.

10.7.- Planos y Resumen de Materiales.

Los planos y resumen de materiales se encuentran detallados en el Anexo 7.

10.8.- Presupuesto Referencial.

Accesorios	unidad	cantidad	prec. unitario	prec. total
AGUA POTABLE				
Salida medidores HG. Llave de paso y accesorios	pto.	15.00	39.71	595.61
Válvula KITZ check 3/4"	U	15.00	14.77	221.60
Llave de paso FV 3/4 plg	U	9.00	7.82	70.41
Tubería PVC 1/2 plg (incluye algunos accesorios)	m	34.50	3.35	115.62
Tubería PVC 1" plg (incluye algunos accesorios)	m	22.20	5.10	113.22
Tubería PVC 1 1/4 plg (incluye algunos accesorios)	m	65.00	4.13	268.45
Tee PVC CED 40 (p/presión) roscable 1"	U	4.00	3.25	13.00
Tee PVC CED 40 (p/presión) roscable 1 3/4"	U	2.00	2.90	5.81
Codo PVC 90 CED 40 (p/presión) roscable 1"	U	8.00	0.70	5.60
Codo PVC 90 CED 40 (p/presión) roscable 1 3/4"	U	4.00	1.30	5.19
Distribuidoras y columnas. Tubería H.G. 1" y accesorios	m	17.70	3.77	66.73
Tanque hidroneumático	U	1.00	510.00	510.00
Bomba de agua gasolina 1000lt/día	U	1.00	410.00	410.00
		SUBTOTAL A=		2401.23
AGUAS SERVIDAS				
Bajantes A. Servidas PVC 100mm. Unión y codo	m	5.96	54.09	322.38

NNN	m	8.84	54.09	478.16
Tubería PVC 110 desagüe	m	60.00	2.26	135.60
Tubería PVC 50 ventilación	m	27.75	2.34	64.94
		SUBTOTAL B=		1001.07
APARATOS SANITARIOS Y GRIFERÍA				
Lavamanos pompano blanco, tubo de abasto, llave angular y grifería centerset 4"	U	6.00	138.31	829.85
Inodoro tanque bajo (Savex blanco). Tubo de abasto, llave angular y anclaje para sanitario	U	4.00	108.50	434.00
Urinario	U	2.00	123.33	246.67
		SUBTOTAL C=		1510.52
SUBTOTAL A+B+C=				4912.82
Mano de obra 25%				<u>1228.20</u>
TOTAL				\$6,141.02

Nota: Los Precios Unitarios tienen un porcentaje de Costos Indirectos que es del 18%, incrementándole

al Costo Directo.

CAPÍTULO XI

DISEÑO HIDROSANITARIO DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO EN LA ESTACIÓN CUYABENO.

11.1.- Producción de Agua Potable.- Planta de Tratamiento de Agua Potable.

11.1.1.- Diseño Hidráulico Sanitario.

11.1.1.1.-Coagulación - Mezcla Rápida

11.1.1.1.1.- Vertedero Rectangular.

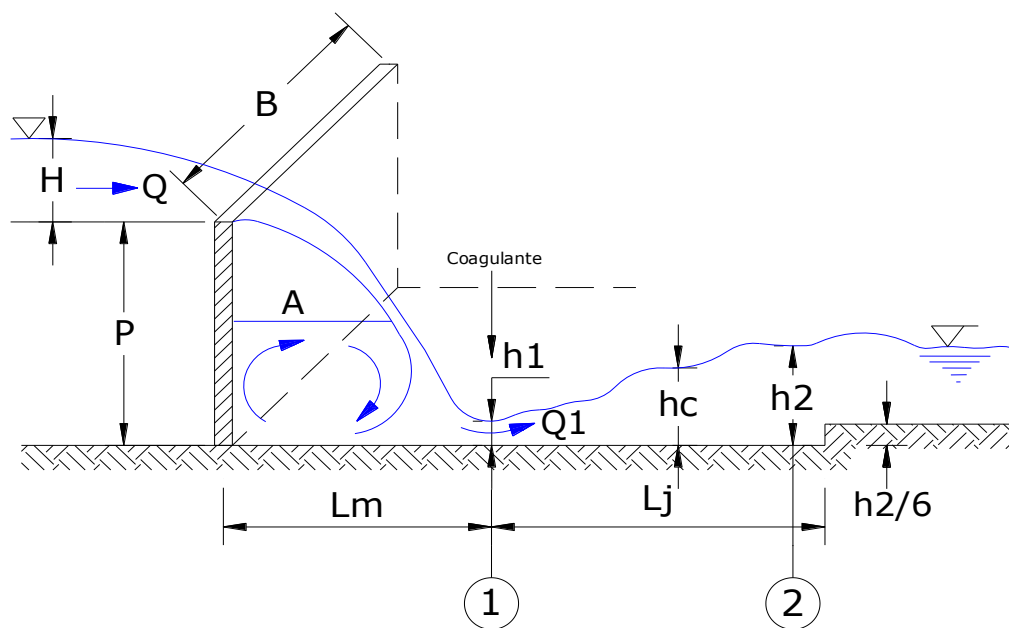


Figura 11.1: Vertedero Rectangular

El Caudal Máximo probable calculado es 1.75 l/seg pero por seguridad adoptaremos un valor de 2 l/seg

– **Datos de Diseño:**

Caudal:	Q =	2	lt/s	0.002	m ³ /seg
Temperatura del agua:	tem =	25	°C		
Ancho del vertedero:	B =	0.20	m		
Altura del vertedero:	P =	0.30	m		

– **Caudal por Unidad de Ancho del Vertedero.**

$$q = \frac{Q}{B}$$

$$q = \frac{0.002}{0.20}$$

$$q = 0.01 \text{ m}^2/\text{seg}$$

– **Profundidad Crítica.**

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$h_c = \left(\frac{0.01^2}{9.81} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$h_c = 0.022 \text{ m.}$$

– **Profundidades Conjugadas h1 y h2.**

$$h_1 = \frac{\sqrt{2} * h_c}{1.06 + \sqrt{\frac{P}{h_c} + 1.5}}$$

$$h_1 = \frac{\sqrt{2} * 0.022}{1.06 + \sqrt{\frac{0.30}{0.022} + 1.5}}$$

$$h1 = 0.0062 \text{ m.}$$

– **Velocidad V1.**

$$V_1 = \frac{q}{h_1}$$

$$V_1 = \frac{0.01}{0.0062}$$

$$V1 = 1.62 \text{ m/seg.}$$

Para que haya resalto estable y mezcla eficiente, el número de Froude en la sección debe estar entre 4.5 y 9.0.

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$$

$$F_1 = \frac{1.62}{\sqrt{9.81 * 0.0062}}$$

$$F_1 = 6.60 \frac{m}{seg}$$

$$4.5 \leq 6.60 \leq 9.0 \quad \text{OK}$$

– **Profundidad h2.**

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$$

$$h_2 = \frac{0.0062}{2} \left(\sqrt{1 + 8 * 6.60^2} - 1 \right)$$

$$h_2 = 0.055 \text{ m.}$$

– **Velocidad V2.**

$$V_2 = \frac{q}{h_2}$$

$$V_2 = \frac{0.01}{0.055}$$

$$V_2 = 0.182 \text{ m/s}$$

– **Pérdida de Energía h.**

$$h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1h_2}$$

$$h = \frac{(0.055 - 0.0062)^3}{4 * 0.0062 * 0.055}$$

$$h = 0.084 \text{ m.}$$

– **Longitud del Resalto Hidráulico.**

$$L_j = 6(h_2 - h_1)$$

$$L_j = 6(0.055 - 0.0062)$$

$$L_j = 0.29 \text{ m.}$$

– **Velocidad Media en el Resalto.**

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

$$V_m = \frac{1.62 + 0.182}{2}$$

$$V_m = 0.90 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

- **Tiempo de Mezcla Rápida.**

$$T = \frac{L_j}{V_m}$$

$$T = \frac{0.29}{0.90}$$

$$T = 0.321 \text{ seg.}$$

- **Profundidad H.**

$$H = \left[\frac{Q}{1.84 B} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H = \left[\frac{0.002}{1.84 * 0.20} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H = 0.031 \text{ m.}$$

- **Distancia al punto de aplicación del coagulante.**

$$L_m = 1.45(P)^{0.54} (H)^{0.46}$$

$$L_m = 1.45(0.30)^{0.54} (0.031)^{0.46}$$

$$L_m = 0.153 \text{ m.}$$

- **Gradiente de Velocidad.**

Tabla 11.1: Propiedades Físicas del Agua según su temperatura

Temperatura °C	Densidad ρ gr/cm ³	Viscosidad	
		Absoluta μ g masa/cm.s (poises)	Cinemática = $\nu = \mu / \rho$ cm ² / s (stokes)
0	0.99987	0.01792	0.01792
1	0.99993	0.01732	0.01732
2	0.99997	0.01674	0.01674
3	0.99999	0.01619	0.01619
4	1.00000	0.01568	0.01568
5	0.99999	0.01519	0.01519
6	0.99997	0.01473	0.01473
7	0.99993	0.01429	0.01429
8	0.99988	0.01387	0.01387
9	0.99981	0.01348	0.01348
10	0.99973	0.01310	0.01310
11	0.99963	0.01274	0.01274
12	0.99952	0.01239	0.01240
13	0.99940	0.01206	0.01206
14	0.99927	0.01175	0.01176
15	0.99913	0.01145	0.01146
16	0.99897	0.01116	0.01117
17	0.99880	0.01088	0.01089
18	0.99862	0.01060	0.01061
19	0.99843	0.01034	0.01036
20	0.99823	0.01009	0.01010
21	0.99802	0.00984	0.00986
22	0.99780	0.00961	0.00963
23	0.99757	0.00938	0.00940
24	0.99753	0.00916	0.00919
25	0.99707	0.00895	0.00897
26	0.00681	0.00875	0.00877
27	0.99654	0.00855	0.00858
28	0.99626	0.00836	0.00839
29	0.99597	0.00818	0.00821
30	0.99568	0.00800	0.00804

Para 25 °C:

$\gamma = 9781.2567 \text{ N/m}^3$ Peso específico del Agua.

$\mu = 0.000895 \text{ Ns/m}^2$ Viscosidad Dinámica.

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * h}{\mu * T}}$$

$$G = \sqrt{\frac{9781.2567 * 0.084}{0.000895 * 0.321}}$$

$$G = 1691.11 \text{ s}^{-1}$$

11.1.1.2.-Dosificación de Químicos.

Según el estudio de tratabilidad del agua tomaremos un valor promedio de dosis de 30 mg/l; por lo que la cantidad diaria necesaria será de:

$$dosis\ diaria = 30 \frac{mg}{l} * \frac{86400\ seg}{1\ día} * 2 \frac{l}{seg} * \frac{1\ Kg}{1000000\ mg}$$

$$dosis\ diaria = 5.184 \frac{Kg}{día}$$

Y mensualmente obtenemos:

$$dosis\ mensual = dosis\ diaria * 30\ días$$

$$dosis\ mensual = 5.184 \frac{Kg}{día} * 30\ días$$

$$dosis\ mensual = 155.52 \frac{Kg}{mes}$$

11.1.1.3.-Floculación – Mezcla Lenta.

11.1.1.3.1.-Floculador hidráulico tipo Alabama.

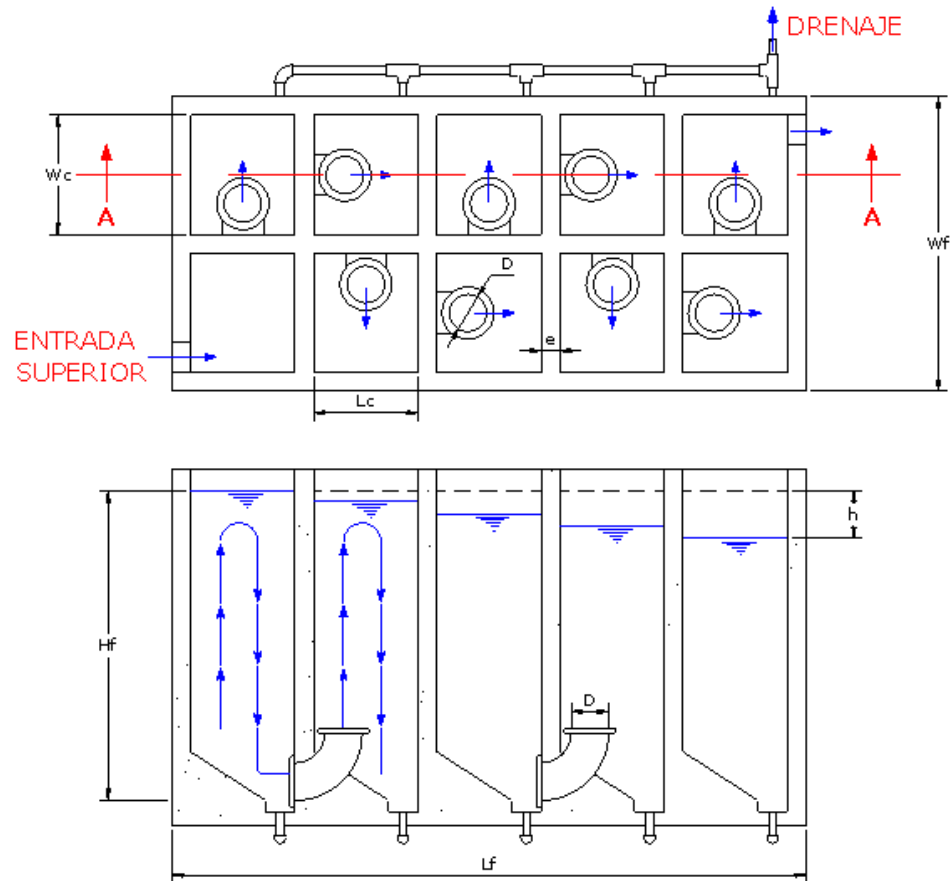


Figura 11.2: Floculador hidráulico tipo Alabama

– Datos de Diseño.

Caudal:	Q =	2.00	L/s	= 0.002	m ³ /s
Tiempo de retención:	t _o =	15.00	min	= 900	seg.
Velocidad en los codos:	V _o =	0.20	m/s		
Gradiente de velocidad:	G =	35.00	s ⁻¹		
Temperatura del agua:	tem =	25	°C		
Ancho del floculador:	W _f =	1.00	M		
Altura del floculador:	H _f =	1.50	M		
Número de cámaras:	N ^o =	6	Uni		
Espesor de las paredes:	e =	0.003	M		

El tiempo de retención debe estar en el rango de 15 a 20 minutos.

La velocidad en los codos debe estar en el rango de 0.20 a 0.40 m/seg.

– **Volumen del Floculador requerido.**

$$Vol = t_o * Q$$

$$Vol = 900 * 0.002$$

$$Vol = 1.80 \text{ m}^3$$

– **Área del Floculador.**

$$A_f = \frac{Vol}{H_f}$$

$$A_f = \frac{1.80}{1.50}$$

$$A_f = 1.20 \text{ m}^2$$

– **Longitud del Floculador.**

$$L_f = \frac{A_f}{W_f}$$

$$L_f = \frac{1.20}{1.00}$$

$$L_f = 1.20 \text{ m}$$

– **Área de cada cámara.**

$$A_c = \frac{Vol}{N^\circ * H_f}$$

$$A_c = \frac{1.80}{6 * 1.50}$$

$$A_c = 0.20 \text{ m}^2$$

- **Ancho de la cámara.**

$$W_c = \sqrt{A_c}$$

$$W_c = \sqrt{0.20}$$

$$W_c = 0.447 \text{ m}$$

Ancho de la cámara adoptado.

$$W_a = 0.45 \text{ m}$$

- **Longitud de la cámara.**

$$L_c = \frac{A_c}{W_a}$$

$$L_c = \frac{0.20}{0.45}$$

$$L_c = 0.44 \text{ m}$$

Longitud de la cámara adoptada.

$$L_a = 0.45 \text{ m}$$

- **Diámetro del codo a 90°.**

$$D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V_o}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.002}{\pi * 0.20}}$$

$$D = 0.113 \text{ m}$$

Con el parámetro D calculado anteriormente adopto un diámetro de codo comercial.

$$D_C = 0.102 \text{ m} = 4''$$

$$A = \frac{\pi D_C^2}{4}$$

$$A = \frac{3.1416 * 0.102^2}{4}$$

$$A = 0.0081 \text{ m}^2$$

– **Velocidad en el codo.**

$$V_C = \frac{Q}{A}$$

$$V_C = \frac{0.002}{0.0081}$$

$$V_C = 0.245 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

$$0.20 < 0.245 < 0.40 \quad \text{OK}$$

Adopto un diámetro para el orificio de la placa de reducción.

$$D_O = 0.0762 \text{ m} = 3''$$

$$A = \frac{\pi D_O^2}{4}$$

$$A = \frac{3.1416 * 0.0762^2}{4}$$

$$A = 0.00456 \text{ m}^2$$

- **Velocidad en el orificio.**

$$V_r = \frac{Q}{A}$$

$$V_r = \frac{0.002}{0.00456}$$

$$V_r = 0.439 \frac{m}{seg}$$

- **Pérdida de carga a la entrada del floculador.**

$$C_d = 0.50 \quad \text{Entrada normal de tubería.}$$

$$h_1 = \frac{1}{2g} \left[\frac{Q}{C_d A} \right]^2$$

$$h_1 = \frac{1}{2 * 9.81} \left[\frac{0.002}{0.50 * 0.0081} \right]^2$$

$$h_1 = 0.012 \text{ m}$$

- **Pérdida de carga en el codo.**

$$k = 0.90 \quad \text{Pérdida de carga por codo.}$$

$$h_2 = k \frac{V_c^2}{2g}$$

$$h_2 = 0.90 * \frac{0.245^2}{2 * 9.81}$$

$$h_2 = 0.0027 \text{ m}$$

- **Pérdida de carga en el orificio.**

$$C_d = 0.65 \quad \text{Coeficiente de pérdida por orificio.}$$

$$h_3 = \frac{1}{2g} \left[\frac{Q}{C_d A_0} \right]^2$$

$$h_3 = \frac{1}{2 * 9.81} \left[\frac{0.002}{0.65 * 0.00456} \right]^2$$

$$h_3 = 0.023 \text{ m}$$

– **Pérdida de carga total.**

$$h_T = h_1 + h_2 + h_3$$

$$h_T = 0.012 + 0.0027 + 0.023$$

$$h_T = 0.038 \text{ m}$$

– **Gradiente de Velocidad.**

$$v = 8.97 \times 10^{-7} \frac{\text{m}^2}{\text{seg}} \quad \text{Viscosidad Cinemática.}$$

$$G = \sqrt{\frac{g h_T}{v \frac{t_o}{N^o}}}$$

$$G = \sqrt{\frac{9.81 * 0.038}{8.97 \times 10^{-7} * \frac{900}{6}}}$$

$$G = 53 \text{ seg}^{-1}$$

11.1.1.4.-Sedimentación.

11.1.1.4.1.- Sedimentación de Alta Tasa (Placas Paralelas).

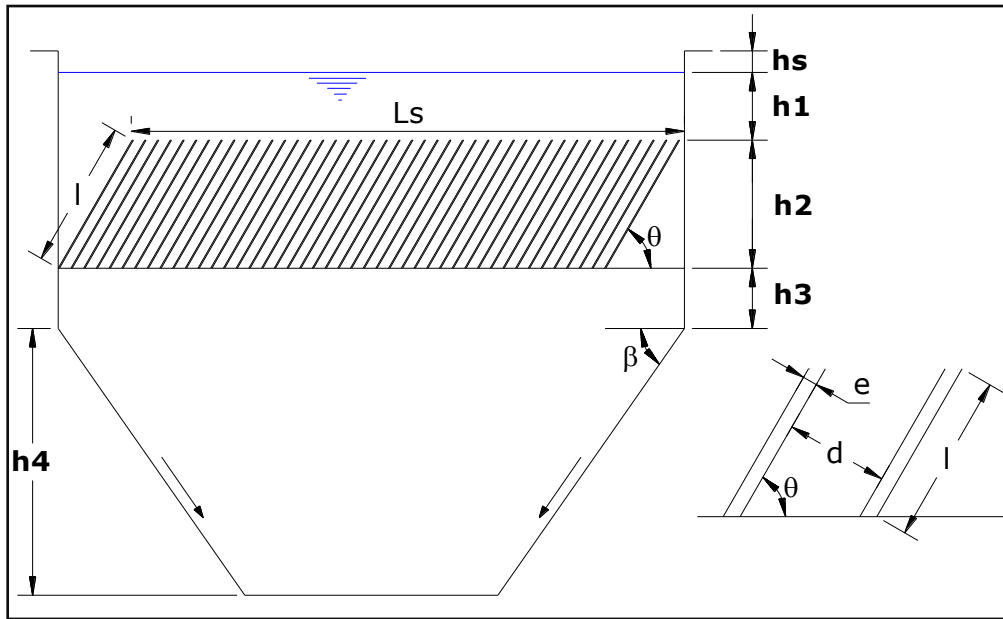


Figura 11.3: Sedimentador de Alta Tasa

– Datos de Diseño.

Caudal:	Q =	2	L/s	= 172.8	m ³ /día
Temperatura del agua:	tem =	25	°C		
Carga superficial:	CS =	120	m/d		
Ancho del sedimentador:	b =	2.00	m		
Ang inclinación placas:	θ =	60	°		
Separación entre placas:	d =	0.05	m		
Ancho de la placa:	l =	1.20	m		
Largo de la placa:	a =	1.20	m		
Espesor de la placa:	e =	0.003	m		

La carga superficial debe tener un valor entre 120 y 185.

– Área Horizontal Superficial Neta de Sedimentación Acelerada.

$$A_h = \frac{Q}{CS}$$

$$A_h = \frac{172.8}{120}$$

$$A_h = 1.44 \text{ m}^2$$

- **La Velocidad del Flujo entre las placas del sedimentador.**

$$V_o = \frac{Q}{A_h \text{sen}\theta}$$

$$V_o = \frac{172.8}{1.44 * \text{sen}(60)}$$

$$V_o = 138.60 \frac{\text{m}}{\text{día}} = 0.0962 \frac{\text{m}}{\text{min}}$$

- **Área Total Horizontal.**

$$A_T = \frac{Q}{V_o \text{Sen}\theta} \left(1 + \frac{e}{d}\right)$$

$$A_T = \frac{172.8}{138.60 * \text{Sen}(60)} \left(1 + \frac{0.003}{0.05}\right)$$

$$A_T = 1.53 \text{ m}^2$$

- **Largo del Sedimentador.**

$$L_S = \frac{A_T}{b}$$

$$L_S = \frac{1.53}{2.00}$$

$$L_S = 0.76 \text{ m}$$

El rendimiento es inversamente proporcional al número de Reynolds y estos deben estar entre: $100 < NRE < 500$.

$$N_{RE} = \frac{2V_o d}{\nu}$$

Donde:

ν = Viscosidad cinemática del fluido.

$$\nu = 0.00897 \frac{cm^2}{seg} \frac{1m^2}{(100)^2 cm^2} \frac{86400seg}{1día} = 0.0775 \frac{m^2}{día}$$

$$N_{RE} = \frac{2 * 138.60 * 0.05}{0.0775}$$

$$N_{RE} = 178.8$$

Vemos que N_{RE} esta dentro del rango permitido. **OK**

- **La velocidad Crítica de Asentamiento o Carga Superficial de Sedimentación.**

$$V_{SC} = \frac{V_o}{\left(\text{Sen}\theta + \left(\frac{l}{d} - 0.013N_{RE} \right) \text{Cos}\theta \right)}$$

$$V_{SC} = \frac{138.60}{\left(\text{Sen}(60) + \left(\frac{1.20}{0.05} - 0.013 * 178.8 \right) \text{Cos}(60) \right)}$$

$$V_{SC} = 11.84 \frac{m}{día}$$

- **El Tiempo de Retención en las celdas.**

$$t = \frac{l}{V_o}$$

$$t = \frac{1.20}{0.0962}$$

$$t = 12.50 \text{ min}$$

- **El número de placas planas.**

$$N = \frac{A_T \text{ Sen}\theta}{b(d + e)}$$

$$N = \frac{1.53 * \text{Sen}(60)}{2.00(0.05 + 0.003)}$$

$$N = 12.50 \approx 12$$

11.1.1.5.-Filtración.

11.1.1.5.1.-Filtro de alta tasa descendiente rectangular.

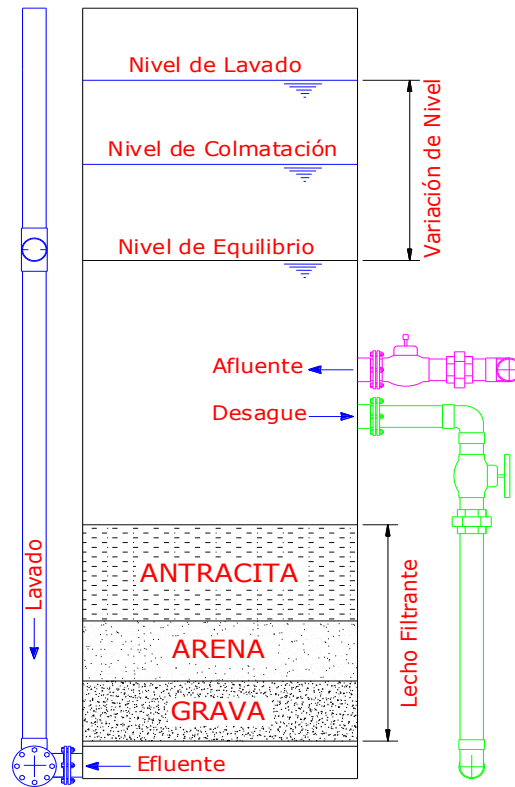


Figura 11.4: Filtro de alta tasa descendiente rectangular.

– **Datos de Diseño:**

Caudal:	Q =	2	L/s	= 172.8	m ³ /día
Número de filtros:	N =	5	Uni		
Espesor de las paredes:	es =	0.050	m		
Tasa filtración adoptada:	Tf =	300	m ³ /m ² d		
Velocidad lavado adptada:	V _b =	0.7	m/min		

La tasa de filtración debe estar en el rango de 180 a 480 m/d.

– **Caudal Q' por cada filtro.**

$$Q' = \frac{Q}{N}$$

$$Q' = \frac{172.8}{5}$$

$$Q' = 34.56 \frac{m^3}{día} \text{ por filtro}$$

- **Por lo tanto para una Tasa de Filtración $Tf' = 300 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$, el área, Af' del filtro será:**

$$Af' = \frac{Q'}{Tf'}$$

$$Af' = \frac{34.56}{300}$$

$$Af' = 0.115 \text{ m}^2$$

- **Para el área Af' , se puede calcular un ancho de filtro.**

$$W' = \sqrt{Af'}$$

$$W' = \sqrt{0.115}$$

$$W' = 0.339 \text{ m}$$

Con el parámetro W' calculado anteriormente adopto un ancho de filtro:

$$W = 0.35 \text{ m}$$

- **Longitud del filtro.**

$$Lf' = \frac{Af'}{W}$$

$$Lf' = \frac{0.115}{0.35}$$

$$Lf' = 0.329 \text{ m}$$

Con el parámetro Lf' calculado anteriormente adopto una longitud de filtro:

$$Lf' = 0.35 \text{ m}$$

- **Con los datos W y Lf calculados anteriormente volvemos a calcular el área del filtro.**

$$A = W * Lf$$

$$A = 0.35 * 0.35$$

$$A = 0.1225 \text{ m}^2$$

- **Tasa real de filtración.**

$$Tf = \frac{Q'}{A}$$

$$Tf = \frac{34.56}{0.1225}$$

$$Tf = 288.12 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$$

- **Caudal de lavado.**

$$Q_b = A * V_b$$

$$Q_b = 0.1225 \text{ m}^2 * 0.7 \frac{\text{m}}{\text{min}} \left[\frac{1 \text{ litro}}{0.001 \text{ m}^3} \frac{1 \text{ min}}{60 \text{ seg}} \right]$$

$$Q_b = 1.43 \frac{\text{lt}}{\text{seg}} = 0.00143 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

11.1.1.5.1.1.-Drenaje.- Falso Fondo de placa rectangular.

- **Para la placa de falso fondo se adoptan las medidas del filtro y tendremos.**

$$\text{Ancho de la placa: } W_p = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de la placa: } L_p = 0.35 \text{ m}$$

- **Adoptamos un espaciamiento entre orificios, el cual puede estar entre 5 y 10 cm.**

$$\text{Espaciamiento entre orificios: } p = 5 \text{ cm}$$

- **El número de orificios calculado para el ancho y largo de placa.**
- **Nº de orificios para el ancho:**

$$N_{OA} = \frac{W_p}{p}$$

$$N_{OA} = \frac{0.35}{0.05}$$

$$N_{OA} = 7 \text{ orificios}$$

$$N_{OA} \text{ adoptado} = 7 \text{ orificios}$$

- **Nº de orificios a lo largo:**

$$N_{OL} = \frac{L_p}{p}$$

$$N_{OL} = \frac{0.35}{0.05}$$

$$N_{OL} = 7 \text{ orificios}$$

$$N_{OL} \text{ adoptado} = 7 \text{ orificios}$$

- **La separación del primero y último orificio para el ancho y largo de la placa.**

- **Separación para el ancho:**

$$\text{Separación para el ancho} = \frac{W_P - ((N_{OA} - 1) * p)}{2}$$

$$\text{Separación para el ancho} = \frac{0.35 - \left((7 - 1) * \frac{5}{100} \right)}{2}$$

$$\text{Separación para el ancho} = 0.025 \text{ m} = 2.50 \text{ cm}$$

- **Separación para el largo:**

$$\text{Separación para el largo} = \frac{L_P - ((N_{OL} - 1) * p)}{2}$$

$$\text{Separación para el largo} = \frac{0.35 - \left((7 - 1) * \frac{5}{100} \right)}{2}$$

$$\text{Separación para el largo} = 0.025 \text{ m} = 2.50 \text{ cm}$$

$$N^\circ \text{ de orificios total de la placa} = N_{OA} * N_{OL}$$

$$N^\circ \text{ de orificios total de la placa} = 7 * 7$$

$$N^\circ \text{ de orificios total de la placa} = 49 \text{ orificios.}$$

- **Pérdida de carga para el drenaje de falso fondo.**

Este valor puede estar entre 20 y 30 cm

$$\text{Pérdida de carga adoptada: } H_D = 30 \text{ cm} = 0.30 \text{ m}$$

- **Área de los Orificios.**

Coefficiente de pérdida por orificio: $C_D = 0.65$

$$H_D = \frac{1}{2g} \left[\frac{Q_b}{C_d A_o'} \right]^2$$

Despejamos Ao' :

$$Ao' = \frac{Q_b}{\sqrt{2g H_D} * C_d}$$

$$Ao' = \frac{0.00143}{\sqrt{2 * 9.8 * 0.30} * 0.65}$$

$$Ao' = 9.063 \text{ cm}^2$$

– **Área de un orificio.**

$$Ao = \frac{Ao'}{\# \text{ orificios}}$$

$$Ao = \frac{9.063}{49}$$

$$Ao = 0.185 \text{ cm}^2$$

– **Diámetro de cada orificio.**

$$Do' = \sqrt{\frac{4 Ao}{\pi}}$$

$$Do' = \left(\sqrt{\frac{4 * 0.185}{3.1416}} \right) * 10$$

$$Do' = 4.853 \text{ mm}$$

Do adoptado = 4.9 mm

– **Área real de cada orificio para el Do adoptado.**

$$A_r = \frac{\pi D_o^2}{4}$$

$$A_r = \frac{3.1416 * \left(\frac{4.9}{10}\right)^2}{4}$$

$$A_r = 0.189 \text{ cm}^2$$

- **Área total de los orificios.**

$$A_T = \#orificios * A_r$$

$$A_T = 49 * 0.189$$

$$A_T = 9.24 \text{ cm}^2$$

- **La pérdida de carga calculada para el drenaje de falso fondo se obtiene con la fórmula de pérdida de carga para orificio.**

$C_d = 0.65$.- Coeficiente de pérdida por orificio.

$$h_4 = \frac{1}{2g} \left[\frac{Q_b}{C_d A_T} \right]^2$$

$$h_4 = \left(\frac{1}{2 * 9.81} \left[\frac{0.00143}{0.65 * 0.000962} \right]^2 \right) * 100$$

$$h_4 = 26.65 \text{ cm}$$

Podemos observar que el valor de h_4 es similar al valor de h_D por lo que asumimos como correcto.

$$26.65 \text{ cm} \sim 30 \text{ cm}$$

$$h_4 \sim h_D$$

11.1.1.5.1.2.-Pérdidas de Carga en el Sistema de Lavado.

11.1.1.5.1.2.1.- Pérdida de carga a través del lecho de grava.

Altura de la grava: $L_1 = 0.20 \text{ m}$

- **Pérdida de carga en la grava.**

$$h_1 = \frac{V_b L_1}{3}$$

$$h_1 = \frac{0.70 * 0.20}{3}$$

$$h_1 = 0.0467 \text{ m}$$

11.1.1.5.1.2.2.- Pérdida de carga a través del lecho expandido.

Arena:

Altura de la arena:	$L_2 = 0.25$	m
Tamaño efectivo:	$TE_2 = 0.45$	mm
Porosidad:	$e_2 = 0.42$	
Densidad relativa:	$\rho_2 = 2.40$	Kg/m ³

– Pérdida de carga en la arena.

$$h_2 = (1 - e_2)(\rho_2 - 1)L_2$$
$$h_2 = (1 - 0.42)(2.40 - 1) * 0.25$$
$$h_2 = 0.203 \text{ m}$$

Antracita:

Altura de la antracita:	$L_3 = 0.40$	m
Tamaño efectivo:	$TE_3 = 1.00$	mm
Porosidad:	$e_3 = 0.50$	
Densidad relativa:	$\rho_3 = 1.40$	Kg/m ³

– Pérdida de carga en la antracita.

$$h_3 = (1 - e_3)(\rho_3 - 1)L_3$$
$$h_3 = (1 - 0.50)(1.40 - 1) * 0.40$$
$$h_3 = 0.080 \text{ m}$$

– Pérdida de carga en el lecho expandido.

$$\text{Pérdida en el lecho expandido} = h_2 + h_3$$
$$\text{Pérdida en el lecho expandido} = 0.203 + 0.080$$
$$\text{Pérdida en el lecho expandido} = 0.2830 \text{ m}$$

11.1.1.5.1.2.3.- Pérdida de carga a través del sistema de drenaje.

Falso Fondo.

La pérdida de carga calculada para el drenaje de falso fondo se obtiene con la fórmula de pérdida de carga para orificio.

$$C_d = 0.65 \quad \text{Coeficiente de pérdida por orificio.}$$

$$h_4 = \frac{1}{2g} \left[\frac{Q_b}{C_d A_T} \right]^2$$

$$h_4 = \frac{1}{2 * 9.81} \left[\frac{0.00143}{0.65 * \frac{9.24}{10000}} \right]^2$$

$$h_4 = 0.289 \text{ m}$$

11.1.1.5.1.2.4.- Pérdida de carga en la tubería, válvulas, controlador, etc.

Válvulas.

Adoptamos un diámetro comercial para la válvula:

$$D_V = 76.2 \text{ mm} \quad \text{Válvula de 3"}$$

$$A_V = \frac{\pi D_V^2}{4}$$

$$A_V = \frac{3.1416 * 0.0762^2}{4}$$

$$A_V = 0.00456 \text{ m}^2$$

– Velocidad en la válvula.

$$V_V = \frac{Q_b}{A_V}$$

$$V_V = \frac{0.00143}{0.00456}$$

$$V_V = 0.3136 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

– Pérdida de carga a la entrada de la válvula.

$$k = 1.2 \quad \text{Coeficiente de pérdida por válvula.}$$

$$h_5 = k * \frac{V_V^2}{2g}$$

$$h_5 = 1.2 * \frac{0.3136^2}{2 * 9.81}$$

$$h_5 = 0.006 \text{ m}$$

Tubería.

La longitud de la tubería de lavado en los filtros.

$$L_T = 1.50 \text{ m}$$

El diámetro de la tubería D_T , será el mismo diámetro que la válvula D_V .

$$\text{Diámetro de la tubería } D_T = 76.20 \text{ mm}$$

– Pérdida de carga en la tubería.

$$C = 140$$

Coeficiente de pérdida por tubería.

$$h_6 = 10.64 L_T \left[\frac{Q_b}{C} \right]^{1.85} \left[\frac{1}{D_T^{4.87}} \right]$$

$$h_6 = 10.64 * 1.50 \left[\frac{0.00143}{140} \right]^{1.85} \left[\frac{1}{0.0762^{4.87}} \right]$$

$$h_6 = 0.0026 \text{ m}$$

Adopto el ancho del vertedero de salida, para el agua filtrada:

$$b = 76.20 \text{ mm}$$

Tubería de 3''

Para obtener la altura del agua, en el vertedero de salida durante la operación del filtro.

$$H_1 = \left[\frac{Q}{1.84 b} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H_1 = \left[\frac{0.002}{1.84 * 0.0762} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H_1 = 0.059 \text{ m}$$

Con el caudal de lavado, Q_b y el ancho del vertedero, b , puedo encontrar la altura del agua durante el lavado.

$$H_2 = \left[\frac{Q_b}{1.84 b} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H_2 = \left[\frac{0.00143}{1.84 * 0.0762} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H_2 = 0.0470 \text{ m}$$

El ancho de la canaleta para el lavado del filtro será igual a b adoptado.

$$B = 76.20 \text{ mm}$$

Altura del agua en el vertedero de lavado.

$$H_3 = \left[\frac{Q_b}{1.84 B} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H_3 = \left[\frac{0.00143}{1.84 * 0.0762 * 2} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H_3 = 0.030 \text{ m}$$

Altura que se suma o se descuenta.

$$H_4 = H_3 - H_2$$

$$H_4 = 0.030 - 0.047$$

$$H_4 = -0.017 \text{ m}$$

La altura total requerida para el sistema de lavado será la suma de las pérdidas:

$$H_b = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_4$$

$$H_b = 0.047 + 0.283 + 0.289 + 0.006 + 0.0026 + (-0.017)$$

$$H_b = 0.609 \text{ m}$$

11.1.1.5.1.3.- Pérdida de Carga Durante el Filtrado.

11.1.1.5.1.3.1.- Pérdida de carga a través del lecho de grava.

Grava:

$$\text{Altura de la Grava:} \quad L_1 = 0.20 \text{ m}$$

$$h_1' = \frac{T_f L_1}{3 * 60 * 24}$$

$$h_1' = \frac{288 * 0.20}{3 * 60 * 24}$$

$$h_1' = 0.013 \text{ m}$$

11.1.1.5.1.3.2.- Pérdida de carga a través del medio filtrante.

Arena:

$$\text{Altura de la Arena:} \quad L_2 = 0.25 \text{ m}$$

$$h_2' = 0.005 T_f L_2$$

$$h_2' = 0.005 * 288 * 0.25$$

$$h_2' = 0.353 \text{ m}$$

Antracita.

$$\text{Altura de la Antracita:} \quad L_3 = 0.40 \text{ m}$$

$$h_3' = 0.0008 T_f L_3$$

$$h_3' = 0.0008 * 288 * 0.40$$

$$h_3' = 0.090 \text{ m}$$

11.1.1.5.1.3.3.- Pérdida de carga a través del sistema de drenaje.

Falso Fondo.

Durante el lavado de un filtro, el caudal que los otros filtran se calcula mediante

la siguiente expresión:

$$Q_1 = \frac{Q}{N - 1}$$

$$Q_1 = \frac{2}{5 - 1}$$

$$Q_1 = 0.50 \frac{L}{seg} = 0.0005 \frac{m^3}{seg}$$

La pérdida de carga calculada para el drenaje de falso fondo durante el filtrado se obtiene con la fórmula de pérdida de carga para orificio y es:

$$C_d = 0.65 \quad \text{Coeficiente de pérdida por orificio.}$$

$$h_4' = \frac{1}{2g} \left[\frac{Q_1}{C_d A_T} \right]^2$$

$$h_4' = \frac{1}{2 * 9.81} \left[\frac{0.0005}{0.65 * \frac{9.24}{10000}} \right]^2$$

$$h_4' = 0.0353 \text{ m}$$

11.1.1.5.1.3.4.- Pérdida de carga en las válvulas y tubería, durante el filtrado.

Válvulas.

El diámetro de la válvula ya está determinado en el sistema de lavado.

$$D_V = 76.20 \text{ mm}$$

– **Área de la válvula.**

$$A_V = \frac{\pi D_V^2}{4}$$

$$A_V = \frac{3.1416 * 0.0762^2}{4}$$

$$A_V = 0.004560 \text{ m}^2$$

– **Velocidad en la Válvula.**

$$V_V = \frac{Q_1}{A_V}$$

$$V_V = \frac{0.0005}{0.004560}$$

$$V_V = 0.11 \frac{m}{seg}$$

– **Pérdida de carga a la entrada de la válvula.**

$$k = 1.20$$

Coeficiente de pérdida por válvula.

$$h_5' = k \frac{V_V^2}{2g}$$

$$h_5' = 1.20 * \frac{0.11^2}{2 * 9.81}$$

$$h_5' = 0.00074 \text{ m}$$

Tubería.

Longitud de Tubería en los filtros es: $L_T = 2 \text{ m}$

El diámetro de la tubería DT, será el mismo diámetro que la válvula Dv.

Diámetro de la tubería $D_T = 76.20 \text{ mm}$

– **Pérdida de carga en la tubería.**

$$C = 140$$

$$h_6' = 10.64 L_T \left[\frac{Q_1}{C} \right]^{1.85} \left[\frac{1}{D_T^{4.87}} \right]$$

$$h_6' = 10.64 * 2.0 \left[\frac{0.0005}{140} \right]^{1.85} \left[\frac{1}{0.0762^{4.87}} \right]$$

$$h_6' = 0.0005 \text{ m}$$

$$H_f = h_1' + h_2' + h_3' + h_4' + h_5' + h_6'$$

$$H_f = 0.013 + 0.353 + 0.090 + 0.0353 + 0.00074 + 0.0005$$

$$H_f = 0.493 \text{ m}$$

La pérdida de carga antes calculada se multiplica por un factor de mayoración o sobretasa.

$$F_m = 1.40$$

Pérdida de carga total del sistema.

$$H_{fT} = H_f * F_m$$

$$H_{fT} = 0.493 * 1.40$$

$$H_{fT} = 0.69 \text{ m}$$

Desinfección.

Para el proceso de desinfección se puede utilizar solución de:

- Hipoclorito de calcio, o
- Sodio

Cualquiera de estas soluciones se las deberá aplicar de 1 a 2 mg/l, con el objetivo de controlar el cloro residual en las redes de distribución de 0.2 mg/l, para garantizar la calidad bacteriológica del agua.

11.2.- Suministro de Agua Fría.

El cálculo para el suministro de agua fría se encuentra en el apartado 10.2.

11.3.- Suministro de Agua Caliente.

11.3.1.- Producción de Agua Caliente a través de Paneles Solares.

"PE SOLAR" Conjuntos completos de sistema solar con colectores PE2128			
Conjuntos con deposito de agua caliente utilizable con 2 serpentinas calentadoras		Conjuntos con deposito de agua caliente utilizable con 1 serpentina calentadora	
Dibujo / Foto	unidad	Detalles	
		PE Solar/2128/4,25m2 - 2/250.2W/R1.18 cantidad necesaria 190 l/dia/pers. - 3-4 personas	
	2	PE2128 - Colector solar / vertical 1 SP2K - Sistema de unión para 2 col. 1 PE250 2W - El calentador solar vertical 1 PS 5510 M - El regulador digital R1 1 GP25/4 - La estación solar de bombeo 1 SNP18 - El vaso de diafragma 18 l 1 KPS - Líquido solar concentrado - Bidón 10l	
		Conjunto N° 01. El precio neto [€] 1 859,74 + ZM2K/45° - Juegos de mont. para 2 col. 1 985,79 + ZM2K/30° - Juegos de mont. para 2 col. 2 029,21 + ZM2K/0° - Juegos de mont. para 2 col. 2 067,11	
		PE Solar/2128/2,128m2 - 1/120.1W/R1.18 cantidad necesaria 100 l/dia/pers. - 2 personas	
	1	PE2128 - Colector solar / vertical 1 SP1K - Sistema de unión para 1 col. 1 PE120 1W - El calentador vertical 1 PS 5510 M - El regulador digital R1 1 GP25/4 - La estación solar de bombeo 1 SNP18 - El vaso de diafragma 18 l 1 KPS - Líquido solar concentrado - Bidón 10l	
		Conjunto N° 05. El precio neto [€] 1 171,84 + ZM1K/45° - Juegos de mont. para 1 col. 1 278,68 + ZM1K/30° - Juegos de mont. para 1 col. 1 333,16 + ZM1K/0° - Juegos de mont. para 1 col. 1 356,05	
		PE Solar/2128/4,25m2 - 2/300.2W/R1.18 cantidad necesaria 220 l/dia/pers. - 3-4 personas	
	2	PE2128 - Colector solar / vertical 1 SP2K - Sistema de unión para 2 col. 1 PE300 2W - El calentador solar vertical 1 PS 5510 M - El regulador digital R1 1 GP25/4 - La estación solar de bombeo 1 SNP18 - El vaso de diafragma 18 l 1 KPS - Líquido solar concentrado - Bidón 10l	
		Conjunto N° 02. El precio neto [€] 1 898,16 + ZM2K/45° - Juegos de mont. para 2 col. 2 024,21 + ZM2K/30° - Juegos de mont. para 2 col. 2 067,63 + ZM2K/0° - Juegos de mont. para 2 col. 2 105,53	
		PE Solar/2128/4,25m2 - 2/200.1W/R1.18 cantidad necesaria 150 l/dia/pers. - 2-3 personas	
	2	PE2128 - Colector solar / vertical 1 SP2K - Sistema de unión para 2 col. 1 PE200 1W - El calentador vertical 1 PS 5510 M - El regulador digital R1 1 GP25/4 - La estación solar de bombeo 1 SNP18 - El vaso de diafragma 18 l 1 KPS - Líquido solar concentrado - Bidón 10l	
		Conjunto N° 06. El precio neto [€] 1 615,53 + ZM2K/45° - Juegos de mont. para 2 col. 1 741,58 + ZM2K/30° - Juegos de mont. para 2 col. 1 785,00 + ZM2K/0° - Juegos de mont. para 2 col. 1 822,89	

11.3.2.- Distribución de Agua Caliente.

Se encuentra especificado en el apartado 10.3.2.

11.4.- Red Contra Incendios.

Podemos verlo en el apartado 10.4.

11.5.- Desagüe Sanitario y Pluvial.

El cálculo del desagüe sanitario y pluvial se encuentra en el apartado 10.5.

11.6.- Red de Ventilación.

Adoptamos una tubería de 75 mm.

11.7.- Tratamiento de Aguas Servidas.

11.7.1.- Tanque IMHOFF

11.7.1.1.- Definición.

El tanque imhoff es una unidad de tratamiento primario cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos.

11.7.1.2.- Aplicación.

Para comunidades de 5000 habitantes o menos, los tanques imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, debido a que integran la sedimentación del agua y a digestión de los lodos sedimentados en la misma unidad, por ese motivo también se les llama tanques de doble cámara.

11.7.1.3.- Componentes.

El tanque imhoff típico de forma rectangular se divide en tres compartimentos:

1. Cámara de sedimentación.- Unidad donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables.
2. Cámara de digestión de lodos.- Unidad donde se almacenan y digieren los lodos.
3. Área de ventilación y acumulación de natas.- Las natas son sustancias espesas que se forman sobre el agua almacenada en el tanque imhoff compuesto por residuos grasos y otro tipo de desechos orgánicos e inorgánicos flotantes.

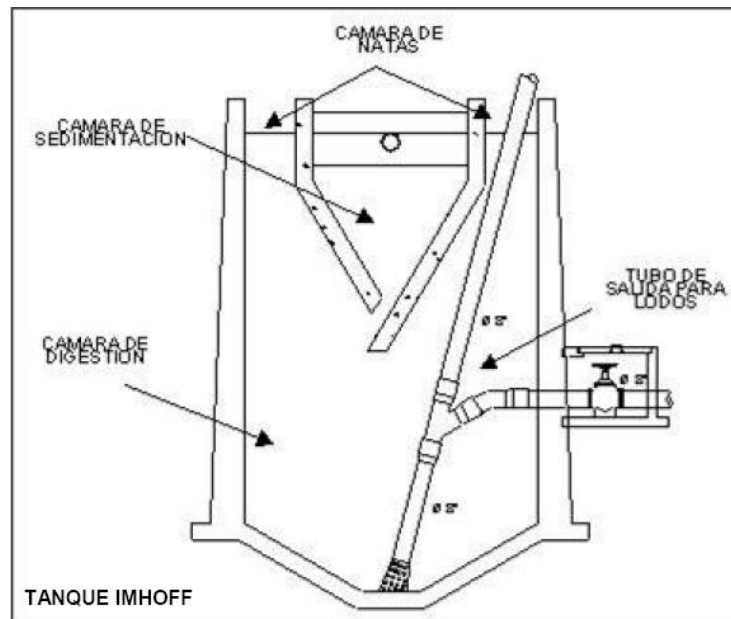


Figura 11.5: Componentes del Tanque IMHOFF

11.7.1.4.- Funcionamiento.

Durante la operación, las aguas residuales fluyen a través de la cámara de sedimentación, donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables, estos resbalan por las paredes inclinadas del fondo de la cámara de sedimentación pasando a la cámara de digestión a través de la ranura con traslape existente en el fondo del sedimentador. El traslape tiene la función de impedir que los gases o partículas suspendidas de sólidos, producto de la digestión, interfieran en el proceso de la sedimentación. Los gases y partículas ascendentes, que inevitablemente se producen en el proceso de digestión, son desviados hacia la cámara de natas o área de ventilación.

Los lodos acumulados en el digestor se extraen periódicamente y se conducen a lechos de secado, en donde el contenido de humedad se reduce por infiltración, después de lo cual se retiran y dispone de ellos enterrándolos o pueden ser utilizados para mejoramiento de los suelos.

11.7.1.5.- Diseño del Tanque IMHOFF.

11.7.1.5.1- Caudal de diseño.- asumimos que el caudal que ingresa es el mismo que sale.

$$Q_d = P_{ob} * D_{ot} * \%A_{p}orte$$

$$Q_d = 70 \text{ personas} * 210 \frac{\text{lt}}{\text{hab} * \text{día}} * 70\%$$

$$Q_d = 10290 \frac{\text{lt}}{\text{día}}$$

R.- Periodo de retención hidráulico, entre 1,5 a 2,5 horas (recomendable 2 horas).

- El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados respecto a la horizontal tendrá de 50° a 60°.
- En la arista central se debe dejar una abertura para paso de los sólidos removidos hacia el digestor, esta abertura será de 0,15 a 0,20 m.
- Uno de los lados deberá prolongarse, de 15 a 20 cm, de modo que impida el paso de gases y sólidos desprendidos del digestor hacia el sedimentador, situación que reducirá la capacidad de remoción de sólidos en suspensión de esta unidad de tratamiento.

11.7.1.5.2.- Carga Superficial.

Cantidad de carga que se le puede aplicar a un área.

El área requerida será determinada para el proceso con una carga superficial de 0.25 m³/(m².h).

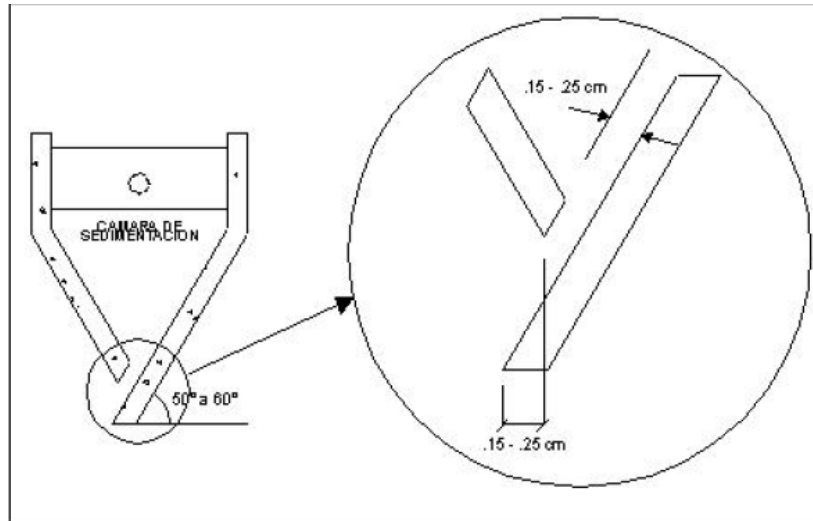


Figura 11.6: Detalle de la Cámara de Sedimentación

11.7.1.5.3.- Longitud mínima del vertedero de salida (L_v , en m).

$$L_v = \frac{Q_{max}}{Ch_v}$$

Donde:

Q_{max} = Caudal máximo diario de diseño, en $m^3/día$.

Ch_v = Carga hidráulica sobre el vertedero, estará entre 125 a 500 $m^3/(m*día)$, (recomendable 250).

11.7.1.6.- Diseño del Digestor.

11.7.1.6.1.- Volumen de almacenamiento y digestión (V_d , en m^3).

Para el compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos (cámara inferior) se tendrá en cuenta la siguiente tabla:

Tabla 11.2: Factor de Capacidad Relativa en función a la Temperatura

Temperatura (°C)	Factor de capacidad relativa (fcr)
5	2,0
10	1,4
15	1,0
20	0,7
>25	0,5

$$Vd = \frac{70 * P * fcr}{1000}$$

Donde:

fcr = factor de capacidad relativa.

P = población.

- El fondo de la cámara de digestión tendrá la forma de un tronco de pirámide invertida (tolva de lodos), para facilitar el retiro de los lodos digeridos.
- Las paredes laterales de esta tolva tendrán una inclinación de 15° a 30° con respecto a la horizontal.
- La altura máxima de los lodos deberá estar 0,50 m por debajo del fondo del sedimentador.

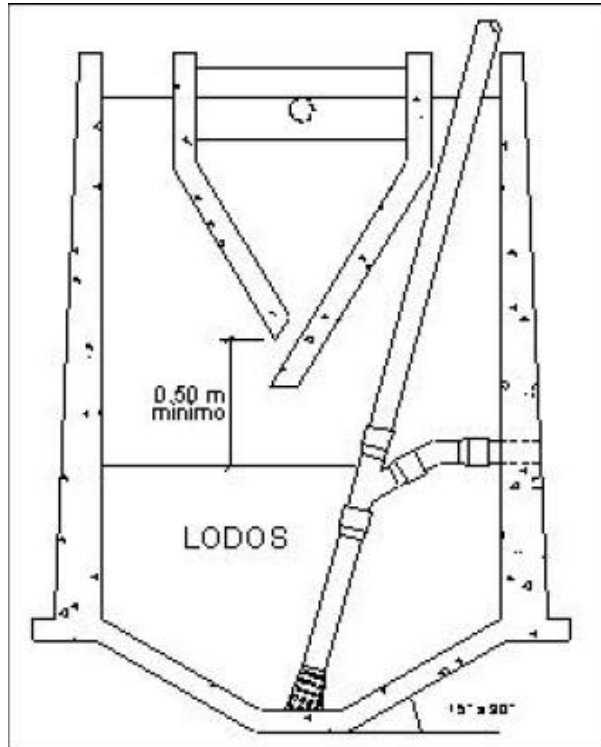


Figura 11.7: Detalle Constructivo del Tanque IMHOFF

11.7.1.6.2.- Tiempo requerido para digestión de lodos.

El tiempo requerido para la digestión de lodos varía con la temperatura, para esto se empleará la siguiente tabla:

Tabla 11.3: Tiempo de digestión en días en función de la Temperatura

Temperatura °C	Tiempo de digestión en días
5	110
10	76
15	55
20	40
>25	30

11.7.1.6.3.- Frecuencia del retiro de lodos.

Los lodos digeridos deberán retirarse periódicamente, para estimar la frecuencia de retiros de lodos se usarán los valores consignados en la tabla anterior.

La frecuencia de remoción de lodos deberá calcularse en base a estos tiempo referenciales, considerando que existirá una mezcla de lodos frescos y lodos digeridos; estos últimos ubicados al fondo del digestor. De este modo el intervalo de tiempo entre extracciones de lodos sucesivas deberá ser por lo menos el tiempo de digestión a excepción de la primera extracción en la que se deberá esperar el doble de tiempo de digestión.

11.7.1.6.4.- Extracción de lodos.

- El diámetro mínimo de la tubería para la remoción de lodos será de 200 mm y deberá estar ubicado 15 cm por encima del fondo del tanque.
- Para la remoción se requerirá de una carga hidráulica mínima de 1,80 m.

11.7.1.6.5.- Área de ventilación y cámara de natas.

Para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y el sedimentador (zona de espuma o natas) se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

- El espaciamiento libre será de 1,0 m como mínimo.
- La superficie libre total será por lo menos 30% de la superficie total del tanque.
- El borde libre será como mínimo de 0,30 cm.

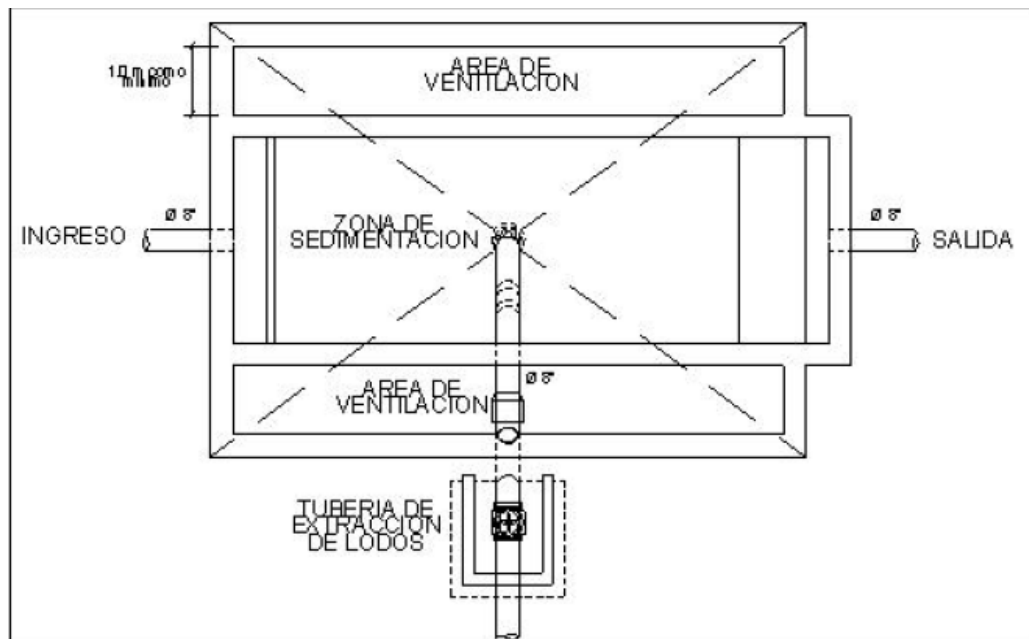


Figura 11.8: Planta del Tanque IMHOFF

11.7.1.6.6.- Lechos de secados de lodos.

Los lechos de secado de lodos son generalmente el método más simple y económico de deshidratar los lodos estabilizados (lodos digeridos), lo cual resulta lo ideal para pequeñas comunidades.

11.7.1.6.7.- Carga de sólidos que ingresa al sedimentador (C, en Kg de SS/día).

$$C = Q * SS * 0.0864$$

Donde:

SS = Sólidos en suspensión en el agua residual cruda, en mg/l.

Q = Caudal promedio de aguas residuales.

A nivel de proyecto se puede estimar la carga en función a la contribución per cápita de sólidos en suspensión, de la siguiente manera:

$$C = \frac{\text{Población} * \text{contribución per cápita} \left(\frac{\text{grSS}}{\text{hab} * \text{día}} \right)}{1000}$$

En las localidades que cuentan con el servicio de alcantarillado, la contribución per cápita se determina en base a una caracterización de las aguas residuales.

Cuando la localidad no cuenta con alcantarillado se utiliza una contribución per cápita promedio de 90 gr.SS/(hab*día).

11.7.1.6.8.- Masa de sólidos que conforman los lodos (Msd, en Kg SS/día).

$$Msd = (0.50 * 0.70 * 0.50 * C) + (0.50 * 0.30 * C)$$

11.7.1.6.9.- Volumen diario de lodos digeridos (Vld, en litros /día).

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{lodo} * (\% \text{ de sólidos}/100)}$$

Donde:

plodo: Densidad de los lodos, igual a 1.04 Kg/l.

% de sólidos: % de sólidos contenidos en el lodo, varía entre 8 a 12%.

11.7.1.6.10.- Volumen de lodos a extraerse del tanque (Vel, en m³).

$$Vel = \frac{Vld * Td}{1000}$$

Donde:

Td = tiempo de digestión, en días.

11.7.1.6.11.- Área del lecho de secado (Als, en m²).

$$Als = \frac{Vel}{Ha}$$

Donde:

Ha: Profundidad de aplicación, entre 0.20 a 0.40 m.

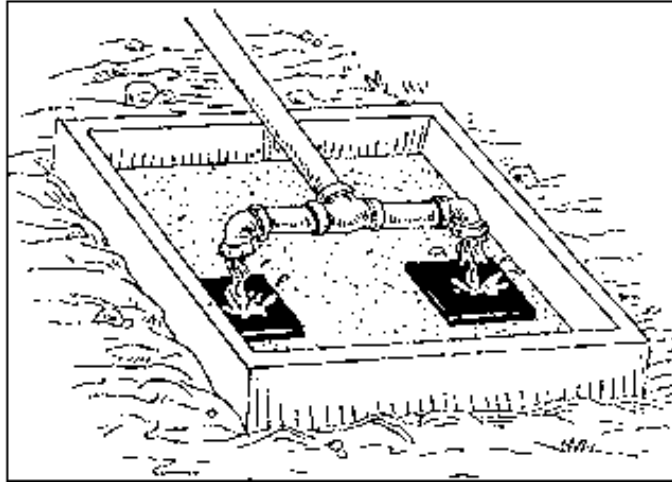


Figura 11.9: Lecho de Secado

11.7.1.6.12.- Medio de Drenaje.

El medio de drenaje es generalmente de 0,30 de espesor y debe tener los siguientes componentes:

- El medio de soporte recomendado está constituido por una capa de 15 cm. Formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 2 a 3 cm. llena de arena.
- La arena es el medio filtrante y debe tener un tamaño efectivo de 0,3 a 1,3 mm., y un coeficiente de uniformidad entre 2 y 5.
- Debajo de la arena se deberá colocar un estrato de grava graduada entre 1,6 y 51 mm (1/6" y 2") de 0,20 m de espesor.

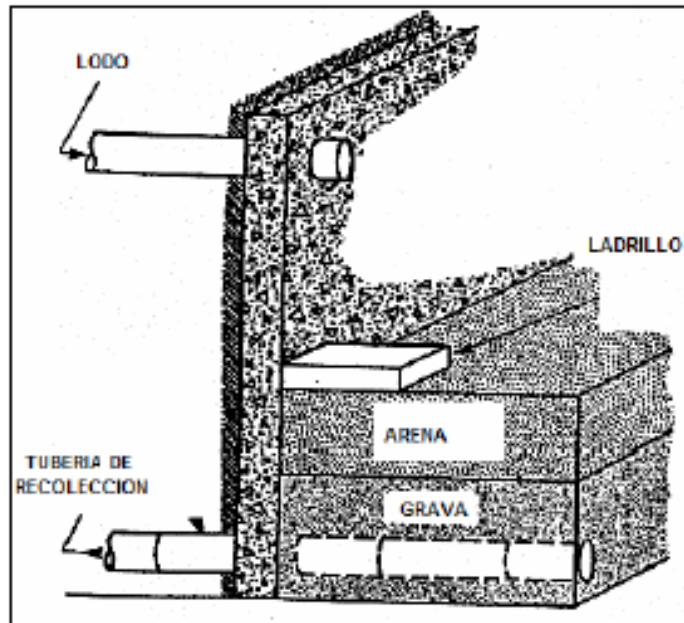


Figura 11.10: Vista del lecho del secado

11.7.1.7.- Memoria de Cálculo.

11.7.1.7.1.- Datos considerados para el Diseño del Tanque IMHOFF.

Periodo de retención:	2	horas
Carga superficial (Cs):	6	m ³ /m ² * día
Carga hidráulica (Chv):	200	m ³ /m ³ * día
Dotación:	210	l/hab.día
Aporte (%):	70	%
Población (P):	70	personas
F. Capacidad relativa (fcr):	0.50	>25° C
Contribución per cápita :	90	gr.SS/(hab*día)
ρ lodo :	1.04	kg/l
% de sólidos:	10	%
Profundidad del lecho de secado(Ha):	0.40	m
Aporte de lodo:	30	l/hab
Pendientes paredes (β):	45	grados
Ángulo (θ):	35	grados

11.7.1.7.2.- Caudal de Diseño.

$$Q_d = 10290 \text{ lt/día}$$
$$Q_d = 10.29 \text{ m}^3/\text{día}$$

11.7.1.7.3.- Volumen de la Cámara de Sedimentación.

$$V_s = \text{periodo de retención} * Q_d$$

$$V_s = \frac{2}{24} * 10290$$

$$V_s = 857.50 \text{ lt}$$

$$V_s = 0.86 \text{ m}^3$$

11.7.1.7.4.- Carga de sólidos que ingresan al sedimentador.

Asignamos una contribución per cápita de 90 gr.SS/ (hab*día), por no tener alcantarillado.

$$C = P * \frac{\text{contribución per cápita} \left(\frac{\text{grSS}}{\text{hab}} * \text{día} \right)}{1000}$$

$$C = 70 * \frac{90}{1000}$$

$$C = 6.30 \frac{\text{Kg.SS}}{\text{día}}$$

11.7.1.7.5.- Longitud mínima del vertedero de salida.

Asumimos un Q_{max} igual al Q_d :

$$L_v = \frac{Q_{max}}{Chv}$$

$$L_v = \frac{10.29}{200}$$

$$L_v = 0.05145 \text{ m}$$

11.7.1.7.6.- Volumen de la cámara de digestión.

$$V_d = 70 * P * \frac{fcr}{1000}$$

$$V_d = 70 * 70 * \frac{0.50}{1000}$$

$$V_d = 2.45 \text{ m}^3$$

11.7.1.7.7.- Tiempo requerido para la digestión de lodos.

$$T_d = 30 \text{ días}$$

Según la Tabla 11.2.

11.7.1.7.8.- Masa de sólidos que conforman los lodos.

$$M_{sd} = (0.50 * 0.70 * 0.50 * C) + (0.50 * 0.30 * C)$$

$$M_{sd} = (0.50 * 0.70 * 0.50 * 6.30) + (0.50 * 0.30 * 6.30)$$

$$M_{sd} = 2.048 \frac{\text{Kg SS}}{\text{día}}$$

11.7.1.7.9.- Volumen diario de lodos digeridos.

$$V_{ld} = \frac{M_{sd}}{\rho_{lodo} * \frac{\% \text{ de sólidos}}{100}}$$

$$V_{ld} = \frac{2.048}{1.04 * \frac{10}{100}}$$

$$V_{ld} = 19.69 \frac{\text{lt}}{\text{día}}$$

11.7.1.7.10.- Volumen de lodos a extraerse del tanque.

$$V_{et} = \frac{V_{ld}}{1000} * T_d$$

$$V_{et} = \frac{19.69}{1000} * 30$$

$$V_{et} = 0.591 m^3$$

11.7.1.7.11.- Área del lecho de secado.

$$A_{ls} = \frac{V_{et}}{H_a}$$

$$A_{ls} = \frac{0.591}{0.40}$$

$$A_{ls} = 1.477 m^2$$

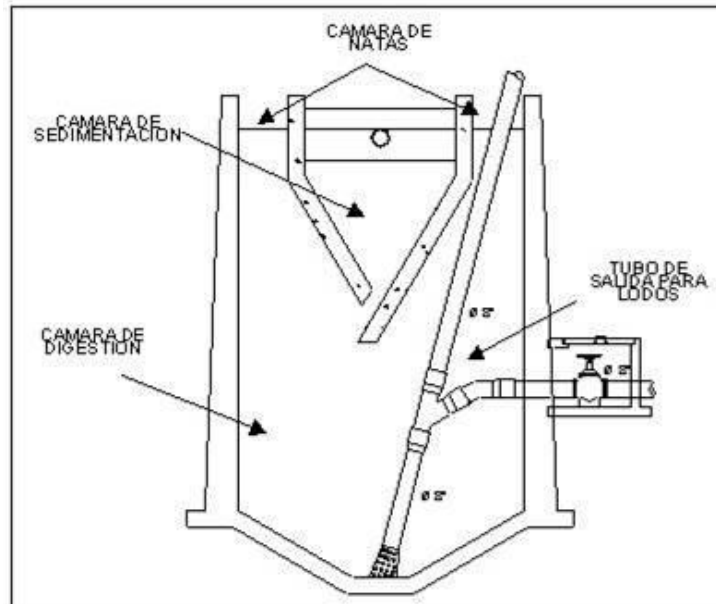
11.7.1.7.12.- Área superficial de la cámara de digestión.

$$A_s = \frac{Q_d}{C_s}$$

$$A_s = \frac{10290}{6 * 1000}$$

$$A_s = 1.715 m^2$$

11.7.1.7.13.- Dimensiones de la cámara de digestión.



11.7.1.7.13.1. - Relación largo/ancho.

$$L/an = 2.5$$

$$L = 2.5 * an$$

$$As = an * L \quad m^2$$

$$As = 2.5 * an^2 \quad m^2$$

$$an = 0.83 \quad m$$

$$L = 2.07 \quad m$$

11.7.1.7.13.2. - Dimensiones asumidas.

$$an = 0.85 \quad m$$

$$L = 2.10 \quad m$$

$$As = 1.785 \quad m^2$$

11.7.1.7.13.3. - Área de ventilación.

$$A_V = 30\% * A_S$$

$$A_V = 30\% * 1.785$$

$$A_V = 0.536 \quad m^2$$

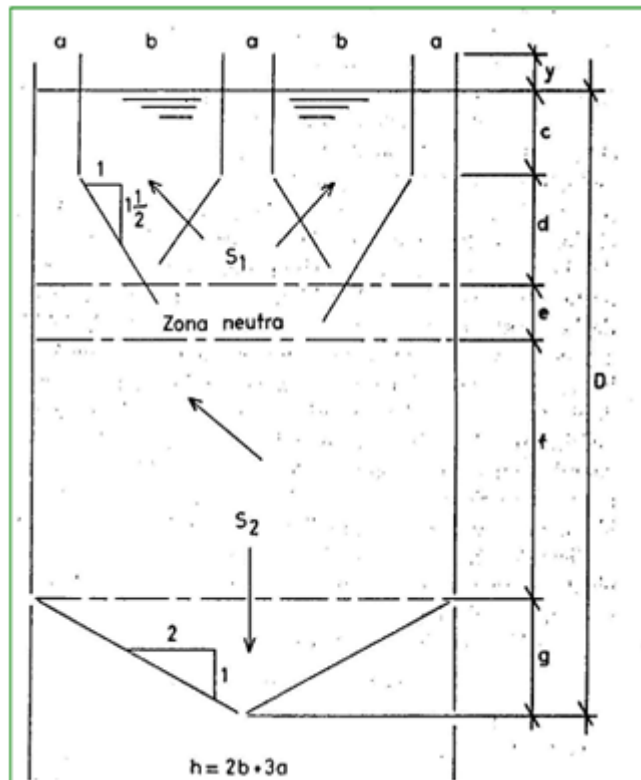
11.7.1.7.13.4. - Ancho del ducto de ventilación.

$$a = \frac{A_V}{2L}$$

$$a = \frac{0.536}{2 * 2.10}$$

$$a = 0.1276 \text{ m}$$

$$a = 0.15 \text{ Asumido}$$



11.7.1.7.13.5. - Profundidad de la cámara de sedimentación.

$$\tan \beta = \frac{hcd}{\left(\frac{L}{2} - an\right)}$$

$$hcd = \tan \beta * \left(\frac{L}{2} - an\right)$$

$$hcd = \tan(45) * \left(\frac{2.10}{2} - 0.85\right)$$

$$hcd = 0.20 \text{ m}$$

11.7.1.7.13.6. - Zona neutra.

$$e = 0.3 < e < 0.6$$

$$e = 0.40 \text{ m}$$

11.7.1.7.13.7. - Cámara de digestión.

$$V_d = 2.45 \text{ m}^3$$

$$f = 1.373 \text{ m}$$

$$f = 1.40 \text{ m Asumido}$$

11.7.1.8.- Operación y Control del Tanque Imhoff.

11.7.1.8.1.- Arranque.

Antes de poner en funcionamiento el tanque Imhoff, deberá ser llenado con agua limpia y si fuera posible, el tanque de digestión inoculado con lodo proveniente de otra instalación similar para acelerar el desarrollo de los microorganismos anaeróbicos encargados de la mineralización de la materia orgánica. Es aconsejable que la puesta en funcionamiento se realice en los meses de mayor temperatura para facilitar el desarrollo de los microorganismos en general.

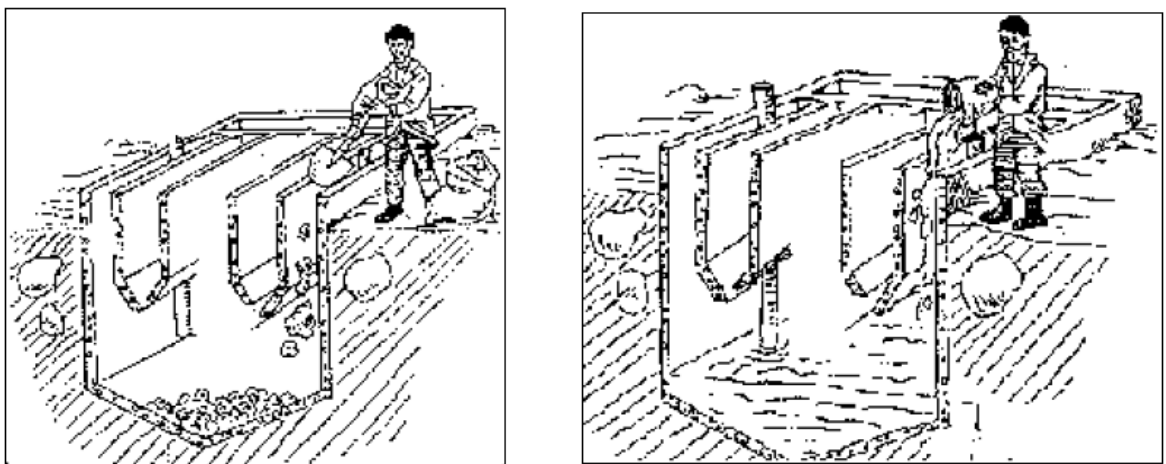


Figura 11.11: Arranque del tanque Imhoff

11.7.1.8.2.- Operación.

11.7.1.8.2.1.- Zona de sedimentación.

En el caso que el tanque Imhoff disponga de más de un sedimentador, el caudal de ingreso debe dividirse en partes iguales a cada una de ellas. El ajuste en el reparto de los caudales se realiza por medio de la nivelación del fondo del canal, de los vertederos de distribución o mediante el ajuste de la posición de las pantallas del repartidor de caudal.

La determinación del período de retención de cada uno de los tanques de sedimentación se efectúa midiendo el tiempo que demora en desplazarse, desde el ingreso hasta la salida, un objeto flotante o una mancha de un determinado colorante como la fluoresceína.

Durante la operación del tanque Imhoff, la mayor proporción de los sólidos sedimentables del agua residual cruda se asientan a la altura de la estructura de ingreso, produciendo el mal funcionamiento de la planta de tratamiento. En el caso de tanques Imhoff compuesto por dos compartimientos, la homogenización de la altura de lodos se realiza por medio de la inversión en el sentido del flujo de entrada, la misma que debe realizarse cada semana mediante la manipulación de los dispositivos de cambio de dirección del flujo afluente.

11.7.1.8.2.2.- Zona de ventilación.

Cuando la digestión de los lodos se realiza en forma normal, es muy pequeña la atención que se presta a la ventilación. Si la nata permanece húmeda, ella continuará digiriéndose en la zona de ventilación y progresivamente irá sedimentándose dentro del compartimiento de digestión.

Se permite la presencia de pequeñas cantidades de material flotante en las zonas de ventilación. Un exceso de material flotante en estas zonas de ventilación puede

producir olores ofensivos y a la vez cubrir su superficie con una pequeña capa de espuma lo que impide el escape de los gases.

Para mantener estas condiciones bajo control, la capa de espuma debe ser rota o quebrada periódicamente y antes de que seque. La rotura de la capa se puede ejecutar con chorros de agua proveniente de la zona de sedimentación o manualmente quebrando y sumergiendo la capa con ayuda de trinchas, palas o cualquier otro medio. Esta nata o espuma puede ser descargada a los lechos de secado o en su defecto enterrado o ser dispuesto al relleno sanitario. Los residuos conformados por grasas y aceites deberán ser incinerados o dispuestos por enterramiento o en el relleno sanitario.

11.7.1.8.2.3.- Zona de digestión de lodos.

La puesta en marcha del tanque Imhoff o después que ha sido limpiado, debe ejecutarse en la primavera o cercana a la época de verano. Muchos meses de operación a una temperatura cálidas es requerida para el desarrollo de las condiciones óptimas de digestión.

11.7.1.8.2.3.1- Drenaje de lodos.

Es deseable mantener el lodo el mayor tiempo posible en zona de digestión a fin de lograr una buena mineralización. Al efecto el nivel de lodo debe ser mantenido entre 0,5 y un metro por debajo de la ranura del sedimentador y en especial de su deflector. Es aconsejable que durante los meses de verano se drene la mayor cantidad posible de lodos para proveer capacidad de almacenamiento y mineralización de los lodos en época de invierno.

Por ningún motivo debe drenarse la totalidad de lodos, siendo razonable descargar no más de 15% de volumen total o la cantidad que puede ser aceptado por un lecho de secado.

El drenaje de lodo debe ejecutarse lentamente para prevenir alteración en la capa de lodo fresco.

11.7.1.8.2.4.- Limpieza.

11.7.1.8.2.4.1.- Zona de sedimentación.

Toda la superficie de agua del sedimentador debe estar libre de la presencia de sólidos flotantes, espumas, grasas y materiales asociados a las aguas residuales, así como de material adherido a las paredes de concreto y superficies metálicas con el cual los sólidos están en contacto.

El material flotante tiende a acumularse rápidamente sobre la superficie del reactor y debe ser removido con el propósito de no afectar la calidad de los efluentes, por lo que ésta actividad debe recibir una atención diaria retirando todo el material existente en la superficie de agua del sedimentador.

La recolección del material flotante se efectúa con un desnatador. La versión común de esta herramienta consiste de una paleta cuadrada de 0,45 x 0,45 m construida con malla de ¼” de abertura y acoplada a un listón de madera.

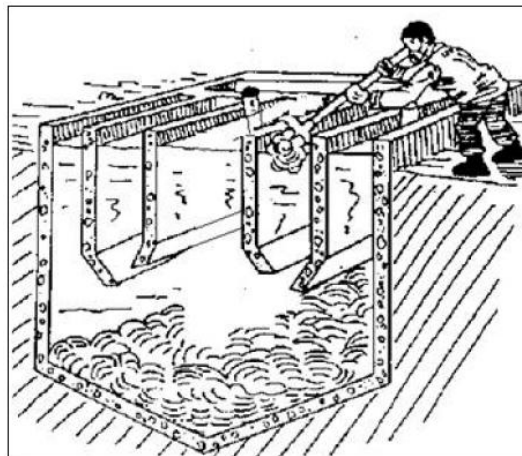


Figura 11.12: Limpieza de la zona de sedimentación

Las estructuras de ingreso y salida deberán limpiarse periódicamente, así mismo los canales de alimentación de agua residual deben limpiarse una vez concluida la maniobra de cambio de alimentación con el propósito de impedir la proliferación de insectos o la emanación de malos olores. Semanalmente o cuando las circunstancias así lo requieran, los sólidos depositados en las paredes del sedimentador deben ser retirados mediante el empleo de raspadores con base de jebe y la limpieza de las paredes inclinadas del sedimentador debe efectuarse con un limpiador de cadena.

La grasa y sólidos acumulados en las paredes a la altura de la línea de agua deben ser removidos con un raspador metálico.

La experiencia del operador le indicará que otras actividades deben ser ejecutadas.

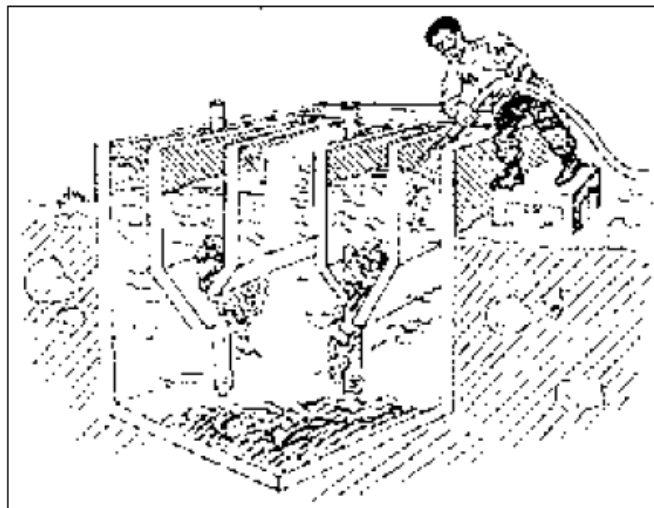


Figura 11.13: Limpieza de grasa y sólidos

11.7.1.8.2.4.2.- Zona de ventilación.

La zona de ventilación de la cámara de digestión, debe encontrarse libre de natas o de sólidos flotantes, que hayan sido acarreados a la superficie por burbujas de gas.

Para hundirlas de nuevo, es conveniente el riego con agua a presión, si no se logra esto, es mejor retirarlas, y enterrarlas inmediatamente. La experiencia indica la frecuencia de limpieza, pero cuando menos, debe realizarse mensualmente.

Generalmente se ayuda a corregir la presencia de espuma, usando cal hidratada, la cual se agrega por las áreas de ventilación. Conviene agregar una suspensión de cal a razón aproximada de 5 Kg. por cada 1000 habitantes.

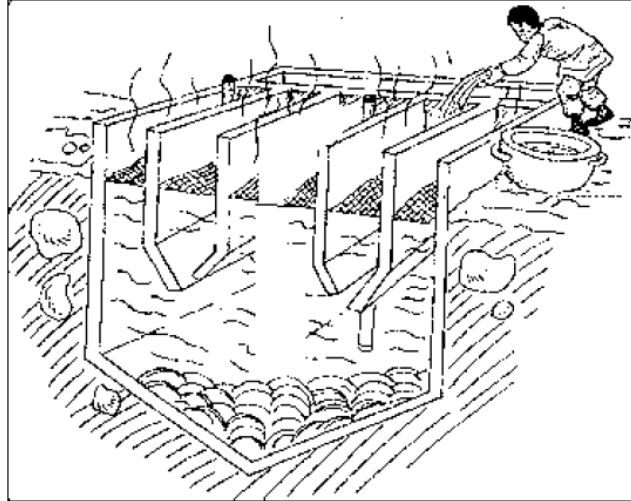


Figura 11.14: Limpieza de la zona de ventilación

11.7.1.8.2.4.2.- Zona de Digestión de lodos.

11.7.1.8.2.4.2.1.- Evaluación de lodo.

Es importante determinar constantemente el nivel de lodos para programar su drenaje en el momento oportuno.

Cuando menos una vez al mes, debe determinarse el nivel al que llegan los lodos en su compartimiento.

Para conocer el nivel de lodos se usa una sonda, la que hace descender cuidadosamente a través de la zona de ventilación de gases, hasta que se aprecie que la lamina de la sonda toca sobre la capa de los lodos; este sondeo debe verificarse cada mes, según la velocidad de acumulación que se observe.

Los lodos digeridos se extraen de la cámara de digestión abriendo lentamente la válvula de la línea de lodos y dejándolos escurrir hacia los lechos de secado.

Los lodos deben extraerse lentamente, para evitar que se apilen en los lechos de secado, procurando que se destruyan uniformemente en la superficie de tales lechos.

La fuga de material flotante en la salida del sedimentador será un indicio de la necesidad de una extracción más frecuente de lodo del digestor.

Se recomienda que en cada descarga de lodos, se tome la temperatura del material que se está escurriendo, lo mismo que la temperatura ambiente. Con esto se tiene una indicación muy valiosa de las condiciones en que se está realizando la digestión.

11.8.- Planos y Resumen de Materiales.

Se encuentran especificados en el Anexo 8.

CAPÍTULO XII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

12.1.- Conclusiones.

- Los resultados que arroja el programa Etabs, son confiables y eso se pudo observar y comprobar fácilmente con las verificaciones que en el transcurso de proyecto se desarrollaron.
- El factor del sismo estático para pórticos de hormigón ($0.0778*W$) es menor al de estructuras en acero ($0.111*W$).
- La estructura de Hormigón Armada es el modelo más pesado según el análisis de cargas y las estructuras de Acero son las más livianas.
- Los modelos estructurales que presentaron un mejor comportamiento ante un sismo son los modelos mixtos, además de tener la ventaja de costar menos en comparación con los otros modelos.
- El modelo de Hormigón Madera es el más barato en comparación a los demás modelos.
- El modelo de Hormigón Acero es el que presentó un menor período de vibración (0.4274seg.).
- El modelo en Acero es el que necesita de personal calificado, una fiscalización exigente y un mantenimiento permanente.
- Los parámetros de diseño hidráulico deben ser controlados rigurosamente en el proceso de cálculo de la planta de potabilización de agua; como por ejemplo garantizar un resalto hidráulico estable.

- La planta de potabilización debe satisfacer la demanda de suministro y las características finales del agua tratada.

12.2.- Recomendaciones.

- Es importante tener claro todos los parámetros de diseño, para elaborar un modelo estructural que asemeje las condiciones reales del edificio.
- Para el manejo de los paquetes de cálculo estructural es necesario tener una noción básica de las fortalezas de los programas, es por ello que los autores recomiendan revisar el Capítulo II en donde se presenta un manual para el modelamiento de la estructura en Etabs.
- Debemos seguir al pie de la letra todas las recomendaciones de los Códigos de Construcción y de los profesionales experimentados.
- Es necesario realizar estudios de suelos y análisis de aguas, en caso de que el proyecto llegue a efectuarse para establecer que los parámetros de diseño adoptados sean los correctos; caso contrario es necesario realizar un nuevo cálculo de la cimentación o del tratamiento de potabilización.
- En vista que los modelos estructurales que mejor comportamiento presentaron son los mixtos, se recomienda construir cualquiera de ellos en función de las facilidades de los materiales de construcción y el presupuesto disponible.
- Para el diseño de suministro de agua y redes de desagües se recomienda utilizar las tablas del Ing. Ms.c. José Luis Carrera; que nos permite calcular los diámetros de la tubería de una manera fácil y apropiada a las condiciones de las edificaciones.
- Para la instalación del panel solar es importante recurrir a un proveedor de dicho aparato, con el fin de asegurar el funcionamiento del mismo.

- Es primordial tener en cuenta las condiciones pluviométricas del sector para definir un cálculo más apegado a la realidad.
- El mantenimiento de las plantas de tratamiento de agua potable y aguas servidas es necesario efectuarlo para asegurar la calidad de los procesos.

BIBLIOGRAFÍA

- Código Ecuatoriano de la Construcción.- CEC 2001.
- Código A.C.I.
- Ing. M.Sc. José Luis Carrera Falcón. Láminas tipo, Ábacos y Tablas para Instalaciones Hidráulico-Sanitarias en Edificios.
- Roberto Vergara. Tesis previa a la Obtención del Título de Ingeniero Civil “Planta Compacta”.
- McGHENEE Terence, Mc Graw Hill. Abastecimiento de Agua y Alcantarillado.
- Ricola Miguel. Tratamiento de Aguas Residuales en Poblaciones Pequeñas.

BIOGRAFÍA

NOMBRES: Diana Mabel
APELLIDOS: Abata Quituisaca
FECHA DE NACIMIENTO: 14 de julio de 1985
DOMICILIO: Sta. Rosa de Chillogallo Oe11-148
CÉDULA DE IDENTIDAD: 172001931-2
ESTADO CIVIL: Soltera
EMAIL: dmabata@hotmail.com
TELÉFONO: 022-634-687
CELULAR: 099-677-825

FORMACIÓN ACADÉMICA:

PRIMARIA:

· Escuela Emaús: Primero—Sexto Grado Quito

SECUNDARIA:

· Liceo Fernández Madrid: Primer—Tercer Curso Quito
· I.T.S “Policía Nacional”: Cuarto—Sexto Curso Quito

SUPERIOR:

· Escuela Politécnica del Ejército (Egresada de Ing. Civil) Sangolquí

BIOGRAFÍA

NOMBRE	Peña Granda Israel Vinicio
NACIONALIDAD	Ecuatoriana
FECHA DE NACIMIENTO	21 de Febrero de 1984
LUGAR DE NACIMIENTO	Celica, Loja
ESTADO CIVIL	Soltero
DIRECCIÓN	Manuela Cañizares y Lola Quintana, Conjunto Geranios IV, Casa 6, Sector “La Armenia”.
TELÉFONO	(02) 381-6391 084569020
E-MAIL	israelgranda@hotmail.com
<u>FORMACIÓN ACADÉMICA:</u>	
Universitarios:	Ecuela Politécnica del Ejercito Ing. Civil Próximo a la obtención del Título
Estudios Secundarios:	Colegio “Técnico Arenillas” Arenillas Colegio Militar “Eloy Alfaro”, Bachiller en Ciencias con especialización Físico Matemático Quito
Estudios Primarios:	Escuela Fiscomisional “Santa Teresita” Celica

Escuela Particular “La Salle”

Loja

Escuela Particular “San Jose La Salle”

Quito

HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

ELABORADO POR

Abata Quituisaca Diana Mabel

Peña Granda Israel Vinicio

COORDINADOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Ing. Jorge Zúñiga

DIRECTOR DE LA UNIDAD DE ADMISIÓN Y REGISTROS

Abg. Laura López

Sangolquí, 03 de Diciembre del 2009

